



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh výstavby oblouku mostu Oparno

Design of Oparno bridge arch

Bakalářská práce

Vypracoval: Jan Fukač

Vedoucí bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Fukač	Jméno: Jan	Osobní číslo: 459024
Zadávající katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství		
Studijní obor: (3647R013) Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh výstavby oblouku mostu Oparno	
Název bakalářské práce anglicky: Design of Oparno bridge arch	
Pokyny pro vypracování: Součástí řešení bude: <ul style="list-style-type: none">- rešerše na téma obloukových mostů, postup výstavby oblouku- zpracování komentovaného statického výpočtu mostu- detailní posouzení hlavních konstrukčních prvků výsledné varianty řešení	
Seznam doporučené literatury: Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knihnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103 Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 18/2/2019	Termín odevzdání bakalářské práce: 26/5/2019 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

18.2.2019	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Poděkování

Rád bych touto formou poděkoval vedoucímu své bakalářské práce panu Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za vedení, pomoc, cenné rady a čas, který mně a mé práci věnoval.

.....

Jan Fukač

Abstrakt

Předmětem této bakalářské práce je návrh výstavby oblouku dálničního mostu přes Oparenské údolí na dálnici D8. Byla zpracována rešerše na téma obloukových mostů a následně několik variant přemostění, z nichž byla vybrána nejvhodnější s ohledem na dané místo, účel i technologii výstavby.

Nosná konstrukce mostu je tvořena železobetonovým obloukem, na kterém spočívá na vzpěrách železobetonová mostovka. Práce se zabývá návrhem vhodného tvaru střednice oblouku a následným posouzením konstrukce. Dále se tato bakalářská práce zabývá způsobem výstavby oblouku. Jako metoda výstavby bylo zvoleno sklápění polovin oblouku vybetonovaných ve svislé poloze. Konstrukce je v rámci práce posouzena také v montážním stavu.

Klíčová slova

dálniční most, obloukový most, železobetonový most, beton, zakřivená konstrukce, návrh střednice, výstavba oblouku, sklápění oblouku, závěsy

Abstract

The topic of this bachelor thesis is a design of construction of the arch of the bridge over the Oparno valley, which is a part of D8 motorway. At first it contains search on the topic of arch bridges and then it finds several options of bridge types, from which was chosen the best one, considering the location, purpose and the way of construction.

The load bearing construction of the bridge is formed by the reinforced concrete arch, on which leans the reinforced concrete bridge deck. The thesis finds the convenient shape of arch axis and then the assesment of the structure is made. Next topic is the construction method of the arch. As a suitable solution was chosen negative angle vertical rotation with vertical pouring of the structure. The structure is then assessed during the process of construction.

Keywords

highway bridge, arch bridge, reinforced concrete bridge, concrete, curved structure, deisgn of arch axis, arch construction method, negative angle vertical rotating construction, cables

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Praze dne 24. 5. 2019

.....

Jan Fukač

Obsah

1	Rešerše	9
1.1	Obloukové mosty	9
1.1.1	Dělení obloukových mostů	11
1.1.2	Statické působení oblouku	12
1.1.3	Základní parametry oblouku	14
1.1.4	Příčné řezy oblouků	14
1.1.5	Návrh střednice oblouku	15
1.1.6	Průběh momentu setrvačnosti	16
1.1.7	Statická rektifikace oblouku	17
1.2	Metody výstavby obloukových mostů	18
1.2.1	Výstavba oblouku	18
1.2.1.1	Betonáž na skruži	19
1.2.1.2	Letmá betonáž s postupným vyvěšováním	20
1.2.1.3	Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku	21
1.2.1.4	Sklápění	22
1.2.1.5	Další metody	23
1.2.2	Výstavba mostovky	24
2	Návrh vhodného řešení mostu	25
2.1	Úvod	25
2.2	Stávající stav	26
2.3	Varianty řešení	28
2.3.1	Varianta I – Komora s proměnným průřezem	29
2.3.2	Varianta II – Obloukový most s jednou mostovkou pro oba směry	30
2.3.3	Varianta III – Obloukový most rozdělený	32
2.3.4	Varianta IV – Obloukový most rozdělený s ocelobetonovou mostovkou	33
2.3.5	Zhodnocení variant	33
3	Návrh oblouku	35
3.1	Materiály	35
3.2	Návrh průřezů	36
3.3	Zatížení pro návrh střednice	38
3.3.1	Stálé zatížení	38
3.3.2	Zatížení od dopravy	39
3.4	Návrh střednice oblouku	40
3.5	Porovnání vnitřních sil	43
3.5.1	Ohybové momenty	44
3.5.2	Normálové síly	46
3.5.3	Posouvající síly	47
3.5.4	Deformace	49
3.6	Výběr tvaru střednice	49
3.7	Zatížení pro návrh výztuže oblouku	50

3.7.1	Kombinace zatížení pro návrh výztuže oblouku	52
3.8	Vnitřní síly pro návrh výztuže oblouku	53
3.9	Předběžný návrh hlavní nosné výztuže oblouku	58
4	Výstavba oblouku.....	63
4.1	Vize postupu výstavby	63
4.1.1	Předběžný odhad vnitřních sil	64
4.1.2	Zhodnocení vize	67
4.2	Návrh postupu výstavby.....	67
4.2.1	Inspirace pro návrh.....	67
4.2.2	Postup betonáže a sklopení poloviny oblouku	68
4.2.2.1	První poloha výstavby.....	69
4.2.2.2	Druhá poloha výstavby	69
4.2.2.3	Sklápění.....	71
4.2.3	Technické detaily výstavby.....	71
4.2.3.1	Provizorní kloub v patě oblouku.....	72
4.2.3.2	Zajištění provizorního kloubu v 1. poloze.....	72
4.2.3.3	Vzpěry pro úpravu polohy	73
4.2.3.4	Oblast kotvení a předpínání závěsů	74
4.2.3.5	Kotvení závěsů do oblouku.....	75
4.2.3.6	Závěsy	75
4.3	Fáze výstavby.....	77
4.4	Výpočetní model	79
4.4.1	Zatížení	80
4.4.2	Vzpěry	80
4.4.3	Závěsy.....	81
4.4.4	Model konstrukce	81
4.5	Návrh předpětí závěsů	82
4.5.1	Deformace během výstavby	84
4.6	Posouzení konstrukce v montážním stavu.....	85
4.6.1	Posouzení na mezní stav únosnosti.....	86
4.6.1.1	Zohlednění vzpěru	88
4.6.1.2	Posudek MSÚ 1	89
4.6.1.3	Úprava návrhu	91
4.6.1.4	Posudek MSÚ 2.....	91
4.6.2	Posouzení na mezní stav použitelnosti	93
4.6.2.1	Posudek MSP	94
4.6.3	Posouzení mezního stavu použitelnosti v provozním stavu	95
4.6.3.1	Kombinace pro posouzení MSP	95
4.6.3.2	Vnitřní síly pro posouzení MSP.....	96
4.6.3.3	Posudek MSP-provoz	97
4.6.3.4	Posudek MSÚ-provoz.....	99
4.7	Závěr	101
5	Závěr práce	102

1 Rešerše

Mostní objekt je konstrukce sloužící k převedení dopravní cesty (silniční, železniční, vodní, nebo průmyslové) přes přirozenou či umělou překážku. Pojem mostní objekt v sobě zahrnuje propustky, mosty a lávky. Propustek je charakterizován světlostí menší než 2 metry. Most má světlost alespoň jednoho mostního pole větší než 2 metry a lávka je mostní objekt se světlostí větší než dva metry, který je určen pro pěší a cyklisty.

V minulosti byl most vždy považován za nejsložitější a zároveň nejprestižnější dílo v oblasti stavebnictví a je tomu tak až dodnes. Mosty se staví stále vyšší a delší. Za zmínku stojí nejvyšší most na světě, kterým je viadukt u jihofrancouzského Millau s výškou pylonů 343 metrů nad zemí. [13] Co se týká nejvýše položené mostovky, překonává ho most přes řeku Beipan v Číně, jehož mostovka se nachází ve výšce 565 metrů. [14] Nejdelším mostem na světě je pak 164,8 kilometru dlouhý železniční most v čínské provincii Jiangsu na rychlostní trati mezi Pekingem a Šanghají. [15]

Nejdůležitějším prvkem mostu je jeho hlavní nosná konstrukce, která přenáší zatížení od vlastní tíhy i od dopravy z mostovky do spodní stavby mostu. Mostovka je další důležitou součástí mostu, která nese mostní svršek. Ten slouží přímo k převedení dopravy přes most a liší se podle toho, zda se jedná o most drážní, most pozemní komunikace, nebo jiný. Spodní stavba je také nedílnou součástí mostu a jejím úkolem je přenos zatížení z hlavní nosné konstrukce do základové půdy. Patří do ní základy a podpěry. Pro zvýšení bezpečnosti a životnosti mostů je instalováno mostní vybavení jako zábradlí, svodidla a odvodňovací zařízení.

1.1 Obloukové mosty

Obloukové mosty byly již v dávných dobách hojně využívány k přemostění překážek. Oblouk je totiž přírodě nejbližší tvar pro překonávání volného prostoru. Využívá efektu, kdy je zatížení přenášeno převážně tlakem, který je v patách oblouku roznášen do základové půdy. Díky tomu bylo možné tyto mosty stavět

z materiálů, které neodolávají tahovému zatížení, jako jsou kamenné bloky. Důkazem těchto tvrzení mohou být přírodní skalní oblouky, jako třeba v Čechách velmi známá Pravčická brána o rozpětí 26,5 metru a výšce 16 metrů. Tento oblouk vznikl postupným zvětráváním pískovců křídového stáří. Do 80. let 20. století mohli dokonce turisté navštěvovat vrchol oblouku, díky čemuž si lze Pravčickou bránu skutečně představit jako přírodou vytvořený most.

Obloukové mosty postavené člověkem se začaly objevovat pravděpodobně na blízkém východě zhruba před 3 000 lety a díky vysoké trvanlivosti se některé dochovaly až do dnešních dob. [1] Důkazem toho mohou být mosty z dob antického Řecka a Říma. Příkladem je kamenný most Arkadiko, nacházející se na poloostrově Peloponés, postaven mezi lety 1 300 až 1 190 př. n. l., který stojí dodnes (viz. Obrázek 2). [16]

Obloukové mosty byly hojně stavěny až do dob průmyslové revoluce, kdy byly vynalezeny a zdokonaleny nové materiály, které umožnily výstavbu modernějších typů mostů, jako například ocelové příhradové či betonové trémové mosty. Obloukové konstrukce se však s použitím nových materiálů staví stále. Důvody k tomu mohou být různé, od estetiky až po možnosti prostorového uspořádání. Obloukové mosty se většinou navrhují s rozpětím do 30 metrů pro mosty s přesypávkou, nebo v rozpětích přibližně od 200 metrů a více pro mosty bez přesypávky. [10]



Obrázek 1 - Pravčická brána [21]



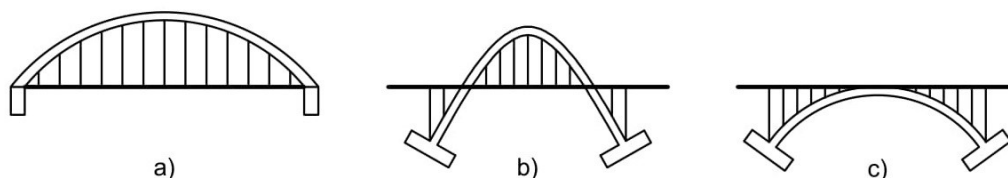
Obrázek 2 - Most Arkadiko [16]

1.1.1 Dělení obloukových mostů

Základní rozdělení těchto konstrukcí je na mosty klenuté a mosty obloukové. Starším typem jsou mosty klenuté, které se vyznačují přesypávkou, po které převádějí dopravu. Mosty obloukové přesypávku nemají a dopravu převádějí po mostovce, která může mít různou polohu vůči oblouku, z čehož vyplývá jejich další dělení.

Z hlediska polohy mostovky rozlišujeme mosty s horní mostovkou, mosty s mezilehlou mostovkou a mosty s dolní mostovkou. U mostů s horní mostovkou je zatížení mostovky přenášeno do nosného oblouku pomocí tlačných vzpěr. Důležité jsou v tomto případě základové poměry. Nejlépe se tento druh konstrukce hodí pro hluboká údolí, kde je možné oblouk vetknout do skalního podloží a zachytit tak velké normálové síly, které v něm vznikají. V případě mostů s dolní mostovkou je zatížení z mostovky přenášeno taženými závěsy do oblouku, který se nachází nad mostovkou. Tyto mosty jsou často využívány v místech, kde není mnoho prostoru na nosnou konstrukci pod niveletou komunikace. Obloukové síly mohou být v tomto případě zachyceny mostovkou, která funguje jako táhlo. Díky tomu nemusí mít tak masivní základy, jako konstrukce s horní mostovkou.

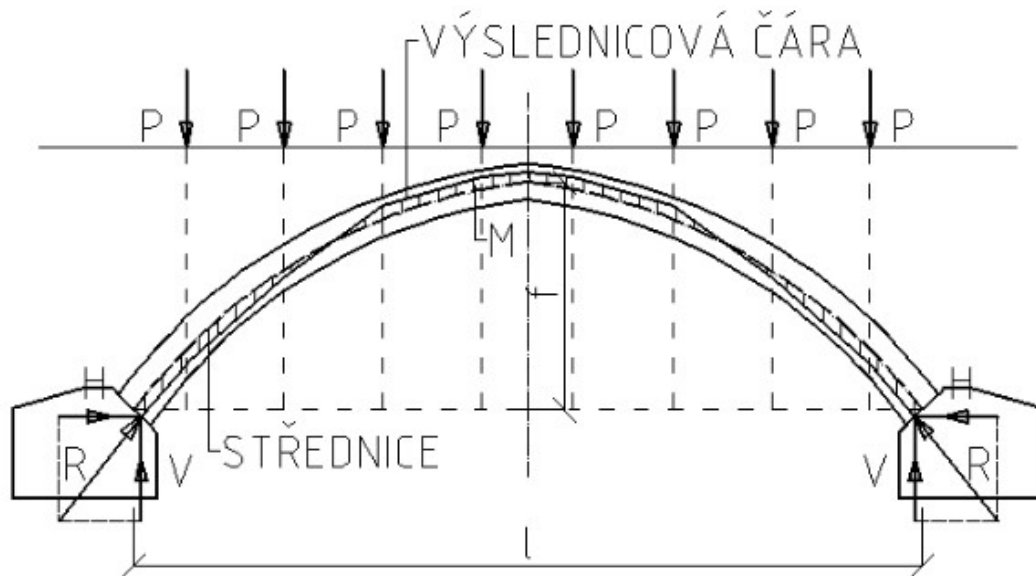
Most s mezilehlou mostovkou je kombinací předchozích dvou typů. Zatížení z mostovky je do oblouku přenášeno jak taženými závěsy, tak tlačnými vzpěrami. (viz. Obrázek 3)



Obrázek 3 - Dělení mostů dle polohy mostovky
(a) – dolní mostovka, b) – mezilehlá mostovka, c) – horní mostovka)

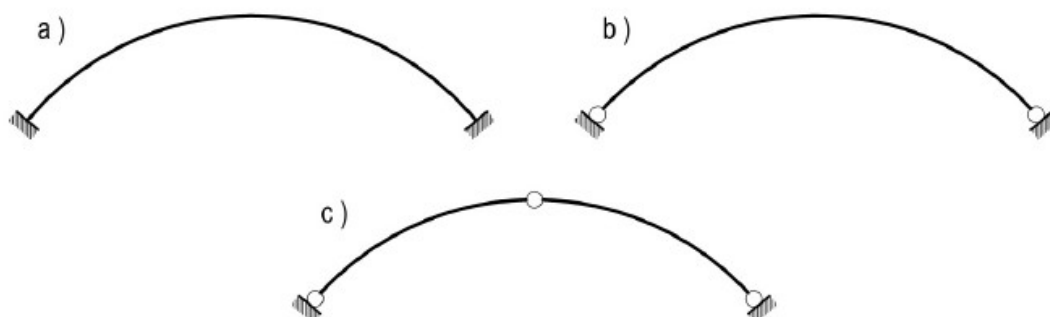
1.1.2 Statické působení oblouku

Hlavním znakem oblouku je zakřivená střednice. Výslednice zatížení působícího na konstrukci a reakcí podpěr se nazývá oblouková výslednice neboli tlaková čára. Cílem je, aby se tato tlaková čára co nejvíce shodovala se střednicí oblouku. Potom by byl každý průřez oblouku namáhán pouze normálovou tlakovou silou. Ve skutečnosti však tento stav není reálný, protože na oblouk působí řada proměnných zatížení, jako je zatížení od dopravy, zatížení změnou teploty, ale také dotvarování a smršťování betonu. V důsledku těchto zatížení se oblouková výslednice neustále mění a nikdy se přesně neshoduje se střednicí. Normálová síla působí na oblouk v daném místě vždy s nějakou výstředností, což má za následek vznik ohybového momentu. Velikost tohoto momentu je rovna součinu velikosti působící normálové síly a výstřednosti této síly. Snahou při projektování obloukového mostu je zajistit, aby v konstrukci vznikala co nejmenší tahová napětí. Toho se dosahuje velkou normálovou silou, která v oblouku působí jako předpětí. Pokud by toto předpětí bylo dostatečně velké, oblouk by bylo možné stavět z prostého betonu. V dnešní době však většinou panuje snaha o vytvoření štíhlých konstrukcí, což znamená vznik tahových napětí, která jsou zachycena betonářskou výztuží.



Obrázek 4 - Střednice a výslednice vnitřních sil [10]

Podle statického působení rozeznáváme oblouky trojkloubové, dvoukloubové a vetknuté v patách. Řešení s vloženými klouby se navrhuje tam, kde vznikají velké vedlejší účinky od změn teploty, smršťování a dotvarování betonu, případně od poklesu podpor. Tyto účinky jsou tím větší, čím je větší stupeň statické neurčitosti konstrukce. Klouby mohou však snižovat životnost konstrukce, a proto se v dnešní době, kdy není problém díky počítačovému softwaru řešit staticky neurčité konstrukce, příliš nenavrhují. Vetknuté oblouky jsou staticky i stavebně nejvýhodnější a jsou třikrát staticky neurčité. Používají se také složitější soustavy, u kterých je uvažováno spolupůsobení mostovky a oblouku. Tyto soustavy jsou většinou mnohokrát staticky neurčité, ale umožňují navrhovat štíhlejší oblouky.



Obrázek 5 - Oblouky z hlediska statického působení:
a) vetknutý v patách, b) dvoukloubový, c) trojkloubový [3]

1.1.3 Základní parametry oblouku

Základním parametrem oblouku je jeho *rozpětí*, které je většinou v literatuře značené jako L .

Dalším důležitým parametrem je *vzepětí* f . Poměr těchto dvou hodnot f/L se nazývá *poměrné vzepětí*. Hodnota poměrného vzepětí by měla být mezi 1/1 a 1/15. Obvykle se ale v praxi pohybuje přibližně od 1/3 do 1/6. Příliš vysoké oblouky jsou nevhodné z důvodu rostoucí spotřeby materiálu. U příliš nízkých oblouků dochází k velkému namáhání průřezu a díky deformacím střednice zde začíná působit vliv druhého řádu.

Pro určení vodorovné síly, která vzniká v oblouku, je užitečný parametr, který se nazývá *smělost* oblouku. Tato hodnota se určí jako poměr L^2/f a pohybuje se v rozmezí od několika set do několika tisíc. Vodorovná síla, nazývaná též jako síla oblouková se pak určí z následujícího vztahu:

$$H = k \cdot g \cdot \frac{L^2}{f} \quad (1.1)$$

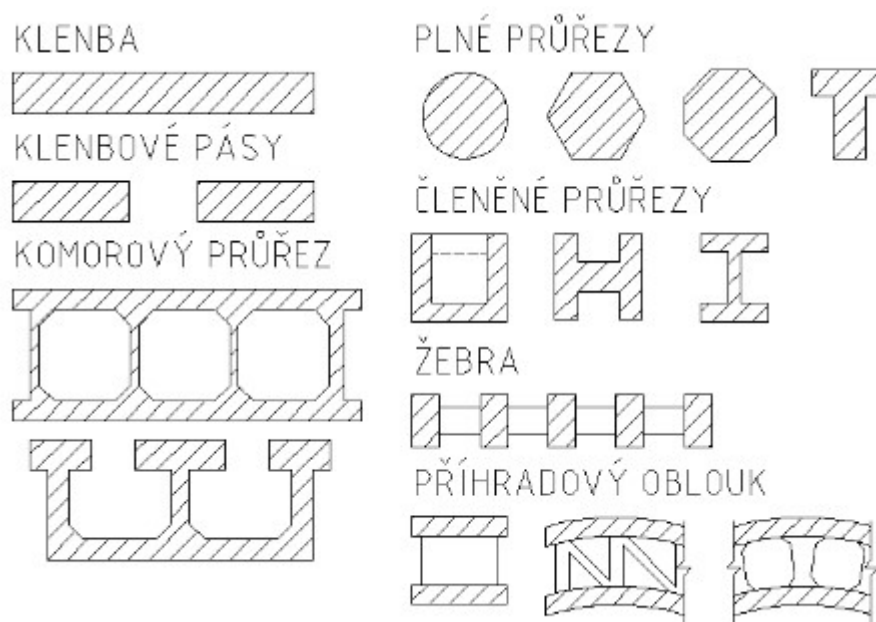
Součinitel k je závislý na druhu oblouku, g je zatížení na jednotku délky a $\frac{L^2}{f}$ je smělost oblouku. [5]

Štíhlost oblouku je dalším znakem, který lze oblouku připsat. Štíhlost je dána jako poměr výšky průřezu d_s ve vrcholu oblouku a rozpětí L . Tato hodnota se pohybuje v rozmezí 1/65 až 1/150 u oblouků vetknutých s průřezem obdélníkovým. U oblouků s žebrovým průřezem bývá štíhlost mezi 1/55 až 1/80. Důležitá je hodnota štíhlosti 1/100, která tvoří hranici mezi tzv. štíhlými a tlustými oblouky. [5]

1.1.4 Příčné řezy oblouků

Základní rozdělení příčných řezů oblouků je na tzv. *obloukové pásy*, které mají široký plochý, plný nebo komorový průřez a na *oblouková žebra*, která jsou spojena ztužidly. Žebra mívají průřez vysokého obdélníka nebo tvar I, U, H, T. Mohou být také kruhové, šestiúhelníkové, osmiúhelníkové, nebo složitějších tvarů. Můžeme se setkat také s oblouky příhradovými.

Dnes nejpoužívanější a konstrukčně i staticky nejvýhodnější je tvar obloukového pásu, který se při větším rozpětí vylehčuje otvory a vzniká tak komorový průřez. Na šířku mostu může být navržen jeden, dva, nebo více obloukových pásů. [5] V případě dálničních mostů bývá často navrhován samostatný most pro každý směr.



Obrázek 6 - Tvary příčných řezů oblouků [10]

Výška průřezu bývá po délce oblouku většinou proměnná. U oblouků vetknutých se průřez zvětšuje směrem k patám oblouku. Oblouky dvoukloubové se naopak rozšiřují směrem ke středu oblouku a trojkloubové oblouky mají nejmenší průřez v patách a ve středu a rozšiřují se směrem do čtvrtin rozpětí, kde má průřez největší výšku.

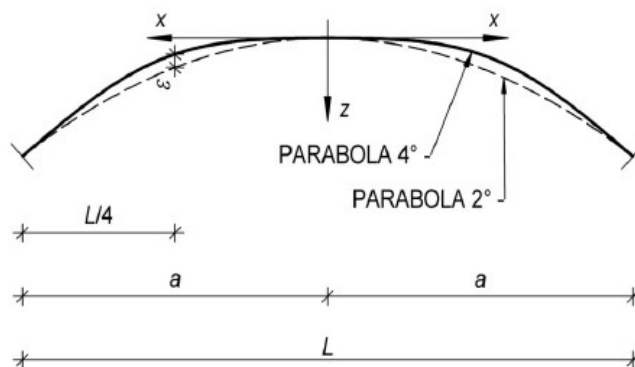
1.1.5 Návrh střednice oblouku

Jak již bylo zmíněno, tvar střednice by měl co nejlépe odpovídat tvaru tlakové čáry od stálého zatížení, aby byla co největší část zatížení přenášena pomocí tlakové normálové síly. V předběžném návrhu se z důvodu usnadnění dalších výpočtů většinou navrhuje střednice jako integrovatelná křivka. V případě mostů, kde je mostovka na oblouku podepřena, nebo zavěšena lokálně, by byl teoreticky ideálním tvarem polygon. Tento tvar se však běžně nepoužívá

a navrhuje se střednice plynule zakřivená. „Pro předběžný návrh velmi dobře vyhovuje pro oblouky s podepřenou mostovkou střednice ve tvaru paraboly čtvrtého stupně, jejíž rovnici udává např. Chambaud.“ [5] Rovnice Chambaudoovy paraboly má následující tvar:

$$z = f \cdot \left[(1 - \varepsilon) \cdot \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \cdot \frac{x^4}{a^4} \right] , \text{ kde:} \quad (1.2)$$

f je již zmiňované vzepětí oblouku, $a = L/2$ je polovina rozpětí oblouku, x je vzdálenost měřená vodorovně od vrcholu oblouku a $\varepsilon = \frac{\pi-1}{\pi+5}$ je rozdíl pořadnic paraboly čtvrtého a druhého stupně ve čtvrtině rozpětí oblouku. $\pi = \frac{q_k + \frac{p}{2}}{q_s + \frac{p}{2}}$ je poměr zatížení v patce k zatížení ve vrcholu oblouku, kde q_k je stálé zatížení v patce oblouku na 1 metr mostu, q_s je stálé zatížení ve vrcholu oblouku na 1 metr mostu a p je pohyblivé zatížení na mostovce na 1 metr mostu. [5]



Obrázek 7 - Střednice oblouku podle Chambauda [5]

1.1.6 Průběh momentu setrvačnosti

Pro průběh vnitřních sil a celkově namáhání oblouku je důležitý také průběh tuhosti průřezu závislý na průběhu momentu setrvačnosti po délce oblouku. Pro menší oblouky bývá průřez konstantní, u větších konstrukcí je vhodnější zvolit proměnný průřez. U vetknutých oblouků se tuhost průřezu má zvětšovat směrem k patám oblouku. Pro oblouky s poměrným vzepětím mezi 1/3 a 1/4 lze pro funkci průběhu momentu setrvačnosti I_x použít například následující vztah:

$$I_x = \frac{I_s}{\left(1 - 0,7 \cdot \frac{x^4}{a^4}\right) \cdot \cos \phi_x} \quad (1.3)$$

I_s značí moment setrvačnosti průřezu ve vrcholu oblouku a ϕ_x je sklon tečny střednice k ose x . Pro oblouky dvoukloubové a nízké vetknuté oblouky dobře vyhovuje zjednodušený vztah:

$$I_x = \frac{I_s}{\cos \phi_x} \quad (1.4)$$

V literatuře lze objevit mnoho empirických vzorců pro návrh průběhu momentu setrvačnosti průřezu po délce oblouku. V praxi je však většinou účinnější vycházet z již realizovaných konstrukcí a tento tvar dále zpřesňovat podrobnějším výpočtem. [5]

1.1.7 Statická rektifikace oblouku

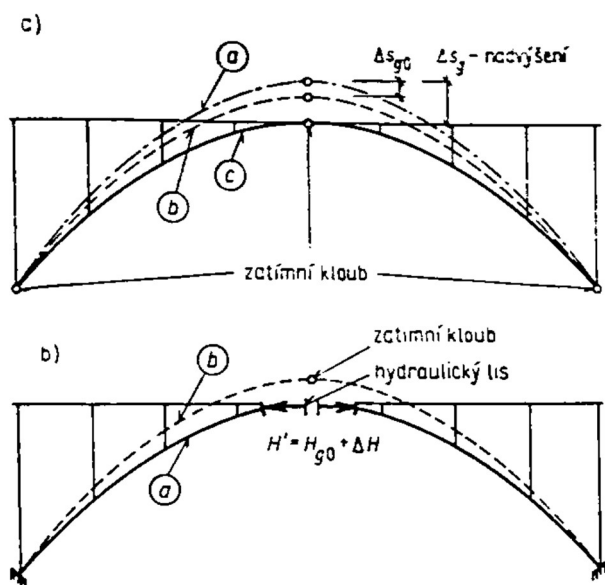
Na staticky neurčitém oblouku vznikají staticky neurčité veličiny způsobené dotvarováním a smršťováním betonu, pružným zkrácením střednice či zatlačením patek do podloží. Tyto veličiny nepříznivě ovlivňují napjatost, především pak vodorovnou obloukovou sílu. Dále vznikají v oblouku nepříznivá namáhání ve stavebním stádiu, na které střednice není navržena, protože zatížení neodpovídá konečnému stavu, kdy je oblouk zatížen vlastní tíhou celého mostu. Ke snížení těchto účinků se využívá tzv. statické vyrovnání oblouku neboli statická rektifikace.

Základní myšlenkou rektifikace je, že se do oblouku ve stavebním stádiu uměle vnesou síly, respektive deformace, kterými se sníží tyto účinky. Toto vyrovnání lze provést různými způsoby. Nejúčinnější způsob je snížení statické neurčitosti pomocí vložených kloubů tak, že vznikne staticky určitá konstrukce a následné vnesení obloukové síly.

Jednou možností, jak toho docílit je tzv. stádium *trojkloubového oblouku*, kdy se oblouk betonuje se třemi dočasnými klouby a s nadvýšením. Po odskenování se ztratí nadvýšení, střednice přejde do svého navrženého tvaru a dojde k vnesení síly. Pokud klouby znehyní až po vnesení celého stálého zatížení mostu, nebudou v okamžiku zrušení kloubů v oblouku působit zmiňované nechtěné účinky.

Druhá možnost je tzv. stádium *dvou konzol*, které spočívá ve vybetonování oblouku jako dvou konzol bez nadvýšení. Do mezery mezi konzolami, nejčastěji ve

vrcholu, se vloží hydraulické lisy, které vyvodí tlak odpovídající normálové síle od vlastní tíhy oblouku, zvětšený o účinek zkrácení střednice a zatlačení patek do podloží. Střednice se tímto krokem nadvýší a v místě lisů vznikne dočasný kloub. Po vnesení celého stálého zatížení mostu se tento kloub zruší a střednice přejde do svého původního tvaru. Tím je dosaženo eliminace zmiňovaných nežádoucích účinků.



Obrázek 8 - Statická rektifikace oblouků
a) trojkloubový oblouk, b) dvě konzoly [5]

Dnes bývá statické vyrovnaní prováděno také pomocí závěsů při výstavbě.

1.2 Metody výstavby obloukových mostů

1.2.1 Výstavba oblouku

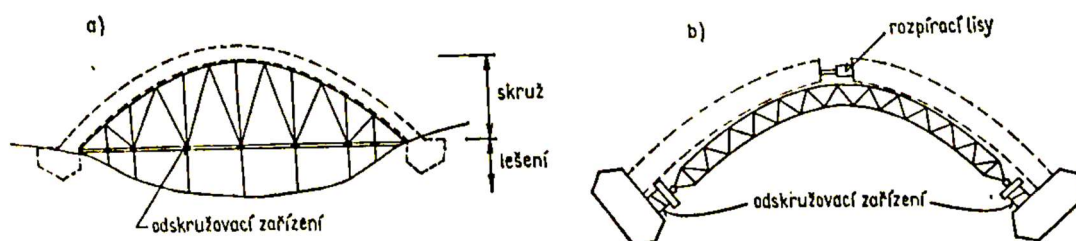
Oblouky lze provádět buď monoliticky, nebo je sestavovat z prefabrikovaných segmentů. Výhodou montáže z prefabrikovaných dílců je částečné vyloučení mokrého procesu na stavbě, zrychlení výstavby oproti monolitickému betonování a v neposlední řadě také eliminace nežádoucího smršťování a dotvarování betonu, protože při vnesení namáhání už může být beton vyzrálý.

1.2.1.1 Betonáž na skruži

Betonáž na skruži je klasickým způsobem provádění betonových oblouků a v minulosti se jednalo v podstatě o jediný způsob výstavby oblouků. Skruž slouží jako nosná konstrukce pro bednění. Dnes je betonáž na skruži využívána pouze pro menší oblouky, u kterých je navíc dobrý přístup pod budoucí nosnou konstrukcí. Správný návrh skruže je velmi důležitý, jelikož má vliv nejen na výslednou jakost oblouku, ale i na bezpečnost během výstavby.

Rozeznáváme dva základní typy skruží a to *skruže s vnitřním podepřením* a *skruže bez vnitřního podepření* neboli *samonosné*. Skruže se dříve stavěly ze dřeva, později se začala používat ocel, protože skruže byly často vysoké a velmi zatížené. Postup při betonáži na skruži je následující: Nejprve je postavena konstrukce skruže, na kterou je umístěno bednění. Oblouk je podélně, případně i příčně rozdělen na jednotlivé betonážní celky, aby se zmenšilo namáhání skruže a ovlivnění tvaru oblouku objemovými změnami betonu. Následně je provedena betonáž oblouku a po dostatečném vytvrdnutí betonu se oblouk odskruží. Často jsou k tomu užívány hydraulické lisy, jak je popsáno v kapitole 1.1.7. Skruž s vnitřním podepřením bývá doplněna lešením, které je založené na terénu, případně na pilotách. Samonosná skruž je tvořena dvoukloubovou, nebo trojkloubovou příhradovou či plnostěnnou samonosnou konstrukcí. Prostor pod skruží je tedy volný.

Na skruži je možné montovat také prefabrikované dílce.



Obrázek 9 - Základní typy skruží
a) s vnitřním podepřením, b) samonosná [5]



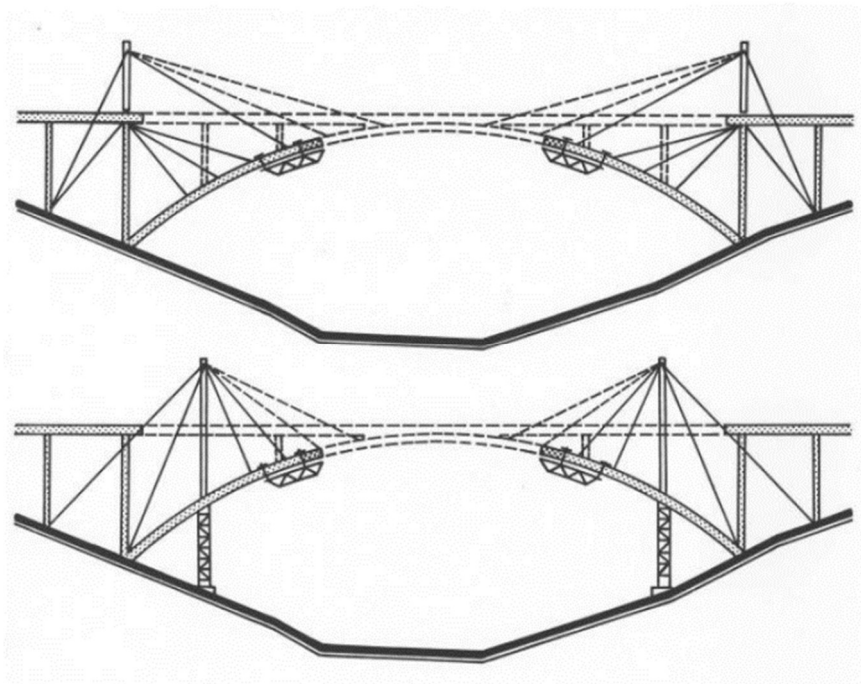
Obrázek 10 - Skruž pro stavbu mostu v Bechyni [18]

1.2.1.2 Letmá betonáž s postupným vyvěšováním

Tento způsob výstavby je dnes hojně využíván u oblouků s velkým rozpětím. Po zhotovení základů postupuje betonáž od patek směrem k vrcholu oblouku po jednotlivých úsecích, tzv. lamelách. Jednotlivé lamely se většinou betonují na betonážních vozících, které jsou konzolově připojeny k hotovým segmentům. Hotové lamely se po vytvrdnutí zavěšují pomocí provizorních závěsů. Pro dodržení navrženého sklonu těchto závěsů bývá nutné nastavit vzpěry mostovky provizorními pylony. Po dokončení obou polovin oblouku je nutné vnést obloukovou sílu, což lze provést opět pomocí hydraulických lisů do uzavírací spáry, nebo nadvýšením pomocí rektifikace dočasných závěsů tak, aby po jejich uvolnění oblouk zaujal požadovaný tvar a bylo dosaženo ideálního průběhu vnitřních sil.

Během výstavby je neustále kontrolováno a upravováno napětí v závěsech, a tím je dosaženo požadovaného namáhání a deformací oblouku v jednotlivých stavebních stavech. Za tohoto předpokladu není nutné oblouk dodatečně vyztužovat kvůli zatížení ve stádiu výstavby.

Tuto metodu provádění obloukových konstrukcí je možné použít kromě monolitického betonování také pro letmou montáž prefabrikovaných dílů.



Obrázek 11 - Letmá betonáž s vyvěšováním-schéma [11]



Obrázek 12 - Letmá betonáž mostu Viaducto del Tajo [19]

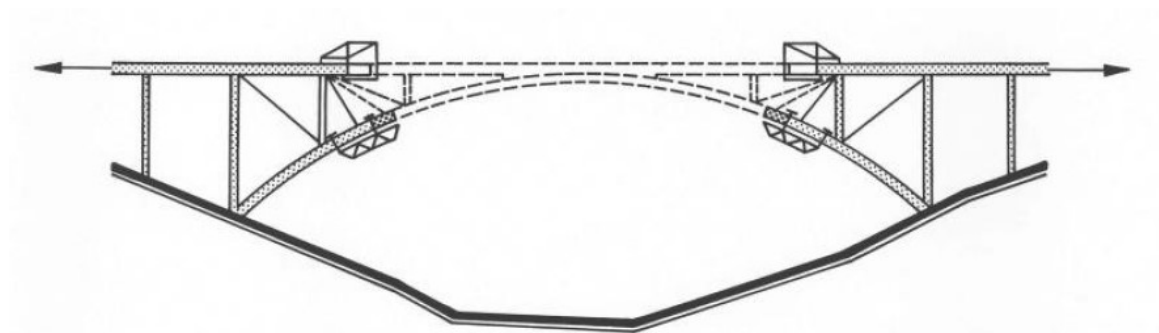
1.2.1.3 Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku

Při této metodě výstavby obloukových mostů se provádí současně oblouk, vzpěry i mostovka. Betonáž probíhá postupně od patek oblouku směrem ke středu

tak, že vzniká konzolová příhradová konstrukce. Dolní pás tvoří hotový oblouk, horní pás je tvořen mostovkou a svislice vzpěrami. Diagonály se doplní provizorně jako závěsy z předpínací oceli. Tahová síla, která vzniká v mostovce je zachycena kotvením do opěry, nebo do základových bloků a je třeba s ní počítat i při návrhu mostovky. Tahová napětí v mostovce bývají vyloučena předpětím.

Obdobně jako u letmé betonáže s vyvážováním se po dokončení obou polovin oblouk rektifikuje pomocí hydraulických lisů a poté se zabetonuje uzavírací spára. Po dokončení je možné odstranit provizorní diagonální závěsy a kotvení mostovky.

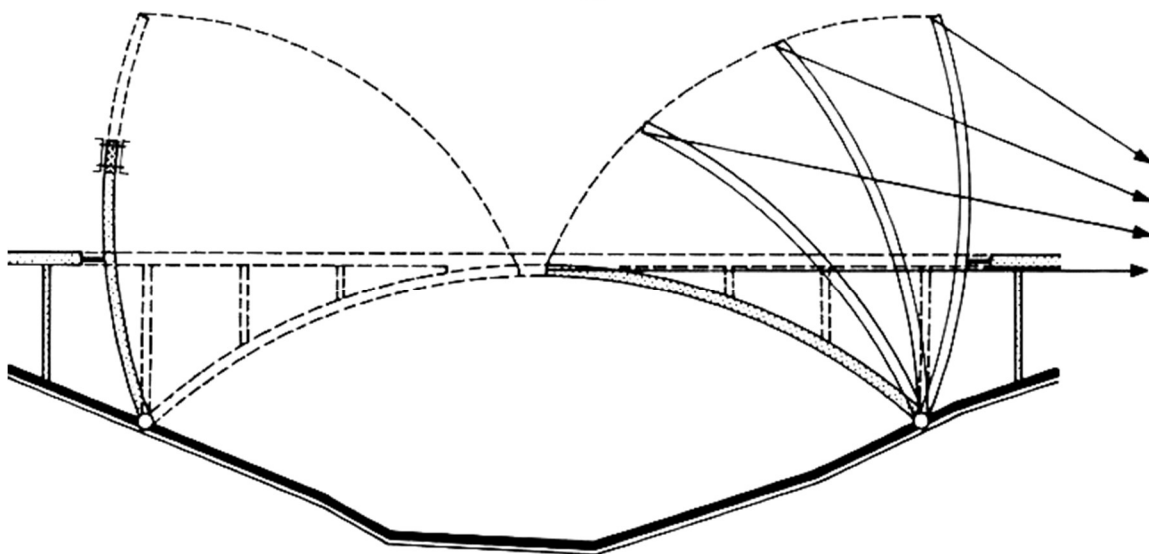
Tento způsob lze opět použít také pro výstavbu oblouku z prefabrikovaných segmentů.



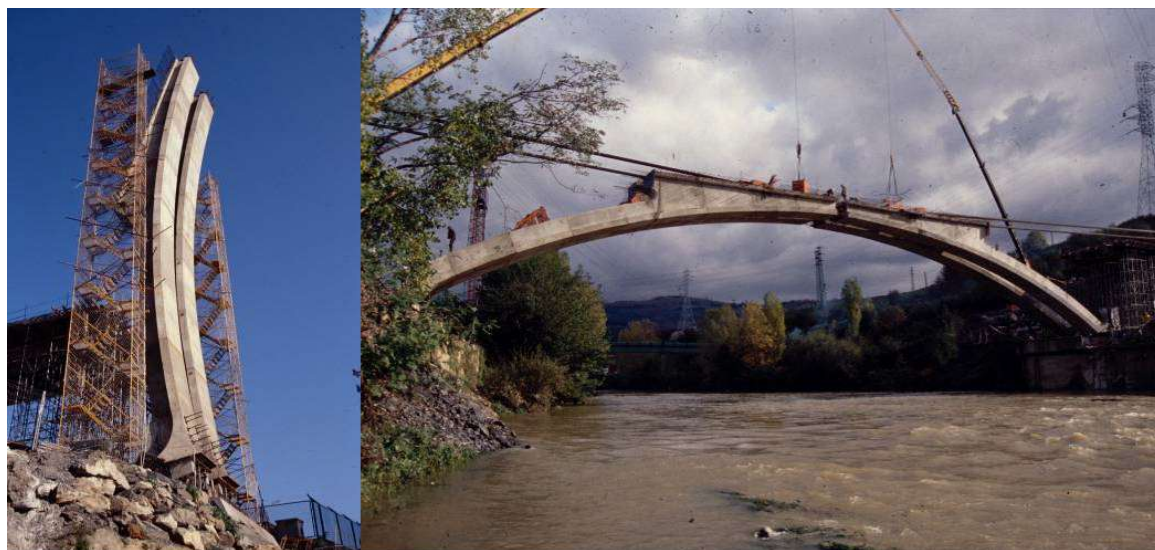
Obrázek 13 - Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku-schéma [11]

1.2.1.4 Sklápění

Pro výstavbu oblouku lze použít také metodu sklápění. Obě poloviny oblouku se vybetonují zvlášť po jednotlivých částech (lamelách) ve svislé poloze. Poloha těchto částí je udržována pomocí závěsů a hydraulických lisů a dá se upravovat tak, aby bylo minimalizováno jejich namáhání a deformace. V patách oblouku jsou umístěny dočasné klouby, okolo kterých se obě poloviny po dokončení sklopí. Pomocí hydraulických lisů je vnesena oblouková síla a poté se dobetonuje uzavírací spára i dočasné klouby v patách oblouku.



Obrázek 14 - Sklápění oblouku-schéma [11]



Obrázek 15 - Sklápění oblouku [11]

1.2.1.5 Další metody

Kromě již zmíněných metod se v minulosti objevily i méně časté způsoby realizace betonových oblouků.

Při výstavbě mostu přes Vltavu ve Zbraslavi bylo využito ocelové příhradové nosné konstrukce, která byla smontována uvnitř budoucího průřezu oblouku a bylo na ni zavěšeno bednění. Tato konstrukce pak přenáší mimo vlastní tíhy i zatížení od čerstvého betonu.

Dále je znám způsob, kdy probíhá nejprve montáž ocelového komorového, nebo trubkového průřezu, který je následně vyplněn betonem.

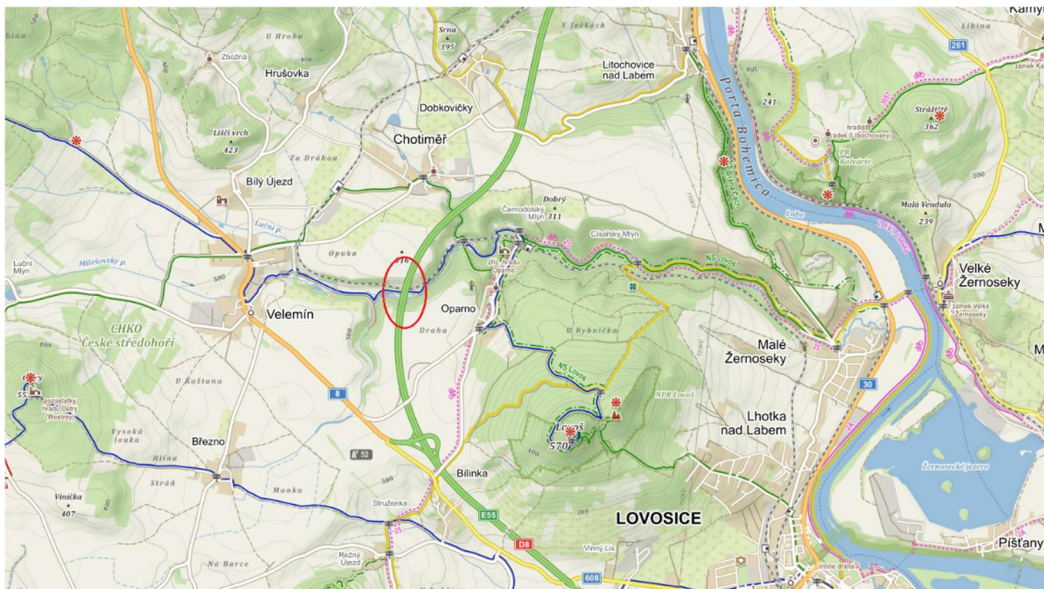
Pro menší oblouky byl použit způsob, kdy obě poloviny oblouku tvoří prefabrikované betonové korýtkové průřezy, které se po usazení vyplní monolitickým betonem a vzniká tak spřažený průřez.

1.2.2 Výstavba mostovky

Způsobů, jak provádět mostovku obloukového mostu je mnoho. Používají se stejné metody jako u jiných typů nosných konstrukcí. V této kapitole jsou uvedeny nejběžnější metody používané v dnešní době.

Jedním ze způsobů výstavby mostovky je *postupné vysouvání*. Za opěrou mostu je zřízena výrobní plošina, na které je po jednotlivých částech betonována mostovka. Tyto části (lamely) se spojují předpínací výztuží a postupně se vysouvají pomocí hydraulických lisů nad hotový oblouk. Během vysouvání se mění statické schéma konstrukce, což je třeba zohlednit při návrhu mostovky. Ve chvíli těsně před dosažením konce mostovky na další vzpěru vzniká v mostovce velký konzolový moment, který lze omezit několika způsoby. Lze použít ocelový nástavec (tzv. výsuvný nos), provizorní mezipodpěry, nebo vyvěšení mostovky přes provizorní pylon.

Dalším způsobem, který je hojně používán, je betonáž na *výsuvné skruži*. Při této metodě je velmi usnadněná a zrychlená manipulace se skruží a bedněním. Hlavní nosný prvek výsuvné skruže je ocelový nosník. Podle jeho polohy rozlišujeme skruž s hlavním nosníkem umístěným pod konstrukcí mostu a nad konstrukcí mostu. Hlavní nosník je uložen buď na definitivních podpěrách mostu, nebo jsou doplněny provizorní mezipodpěry. Vzhledem k vyšším nákladům na pořízení, dopravu a přípravu skruže je tato metoda používána pro větší délky mostu, řádově od několika set metrů.



Obrázek 18 - Situace širších vztahů

2.2 Stávající stav

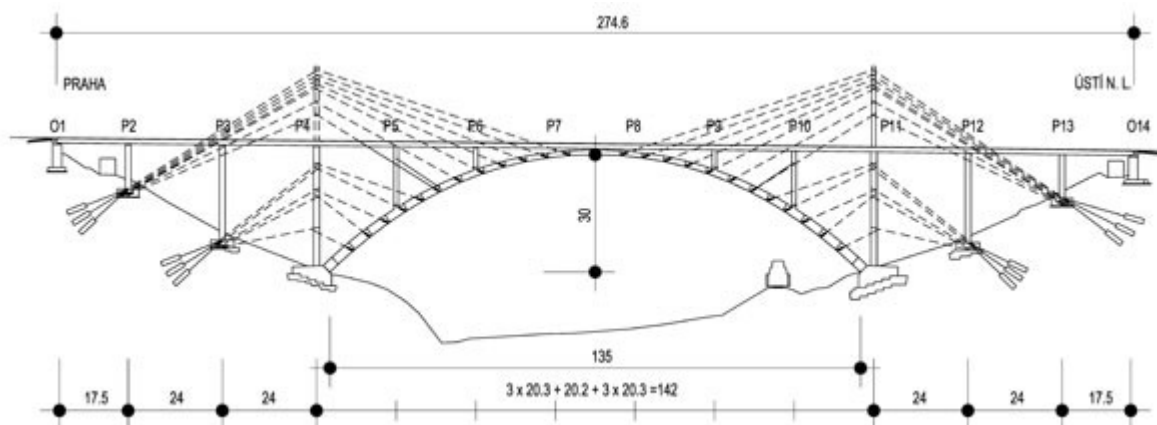
Přemostění Oparenského údolí bylo náročné jak z hlediska umístění v CHKO České středohoří, tak s ohledem na požadavek vyhnout se trati Českých drah, Milešovskému potoku a polním cestám v údolí.

V současné době se na místě nachází obloukový most s horní mostovkou o délce nosné konstrukce 275 metrů. Most je tvořen dvěma nezávislými, samostatně stojícími nosnými konstrukcemi s rozpětím oblouku 135 metrů a vzepětím 30 metrů. Každá samostatná nosná konstrukce převádí přes údolí 2 jízdní pruhy dálnice. Oblouk je plnostěnný s proměnnou tloušťkou od 1,3 do 2,4 metru, mostovka s obloukem spolupůsobí a pilíře jsou připojeny kloubově. Tato varianta byla zvolena jak z estetických důvodů, tak díky možnosti betonovat nosnou konstrukci letmo ze stran údolí. Díky tomuto řešení se podařilo vyhovět požadavkům na minimalizaci zásahů do údolí, ale přineslo s sebou i některé nevýhody.



Obrázek 19 - Letmá betonáž oblouku [20]

Průřez betonového oblouku je velmi masivní, což v kombinaci s vysokou třídou pevnosti betonu – C 45/55 – představuje vysoké hodnoty hydratačního tepla, které má neblahý vliv na vznik trhlin a tím pádem i na životnost konstrukce. Proto bylo zvoleno velmi atypické řešení chlazení konstrukce okruhem studené vody. Betonážní vozík pro letmou betonáž byl zavěšen na lanech přes provizorní pylony postavené pouze pro tento účel. Tato technicky velmi zajímavá a náročná řešení mají za následek vyšší cenu mostu – téměř 49 000 Kč/m².



Obrázek 20 - Podélný řez mostem s dočasným zavěšením [20]

Deska mostovky byla zhotovena jako monolitický spojitý nosník. Betonáž probíhala pomocí posuvné skruže s horní nosnou konstrukcí. Toto řešení přineslo výhodu v oblasti středu oblouku, kam by se jiná technologie problematicky dostávala.

Oblouk je vetknut do základových patek, které jsou založeny plošně, se zazubenou základovou spárou. Vzhledem k přítomnosti únosného podloží v dostupné hloubce je toto řešení efektivní jak z hlediska svislého, tak vodorovného namáhání. Pilíře nacházející se mimo oblouk jsou také založeny plošně.

Současná podoba mostu esteticky dobře zapadá do okolní krajiny. Během stavby se podařilo minimalizovat zásah do Oparenského údolí podle zmiňovaných požadavků. Samotná stavba proběhla bez větších komplikací a byla dokončena v předstihu oproti plánu.



Obrázek 21 - Hotový most přes Oparenské údolí [20]

2.3 Varianty řešení

Při zamýšlení nad možnými variantami řešení mostní konstrukce je obecně potřeba uvažovat několik vlivů.

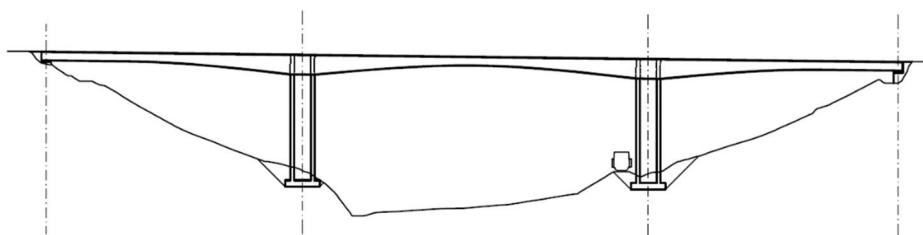
Prvním je prostorové uspořádání. Konstrukce mostu by měla být sladěná v půdorysu, podélném řezu i příčném řezu tak, aby fungovala dobře jak ze

statického, tak z estetického hlediska. V rámci variantních řešení bude zachováno směrové i výškové vedení trasy převáděné mostem.

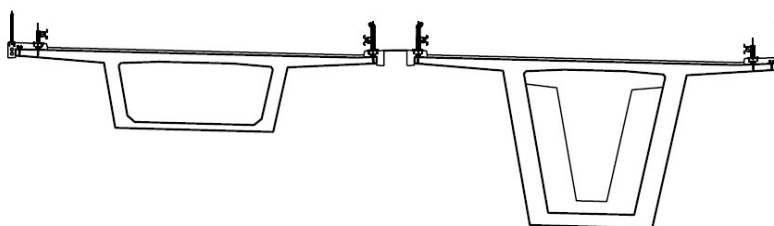
Dalším vlivem, který je nutné brát v úvahu již při prvotním plánování konstrukce je technologie výstavby všech částí mostu. Je potřeba, aby bylo možné danou technologii vůbec dopravit na místo, a poté s ní v reálném čase a s požadovanými náklady konstrukci postavit. V případě mostu Oparno je v rámci tohoto vlivu nutné brát v úvahu polohu ve III. zóně CHKO České středohoří, a tudíž šetrnost výstavby k okolnímu prostředí.

Posledním a neméně důležitým vlivem vstupujícím do návrhu je samotný provoz mostu a jeho údržba během životnosti. Nejsou zde přítom rozhodující pouze náklady na údržbu, ale i její proveditelnost v návaznosti na zvýšené požadavky na ochranu životního prostředí.

2.3.1 Varianta I – Komora s proměnným průřezem



Obrázek 22 - Varianta I-podélný řez



Obrázek 23 - Varianta I-příčný řez

První variantou je nosná konstrukce tvořená předepjatou železobetonovou komorou proměnné výšky průřezu. Výška komory se pohybuje od 3,0 metru uprostřed pole do 6,5 metru nad podporou, což je zhruba $1/37$ až $1/17$ rozpětí hlavního pole. Tento návrh je spíše odvážnější a dá se předpokládat, že během

podrobného návrhu mostu by došlo k drobnému nárůstu výšky průřezů. Varianta I počítá se dvěma samostatně stojícími nosnými konstrukcemi o rozpětích polí 81,5 + 110 + 81,5 metru.

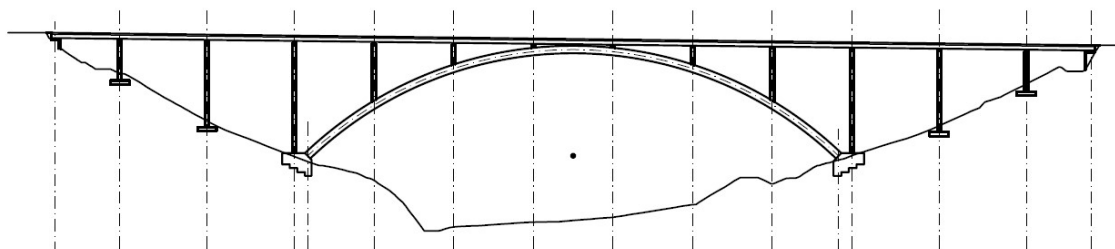
Pilíře jsou navrženy ve formě dvou štíhlých stěn vetknutých do komory mostu. Toto řešení poskytuje dostatečnou ohybovou tuhost jak během výstavby, tak během provozu a zároveň je za provozu dostatečně poddajné vůči podélným deformacím od teploty a od dopravy.

Založení mostu je předpokládáno jako plošné, s vyhovující odolností vůči vodorovným a ohybovým účinkům díky založení ve větší hloubce na únosném podloží.

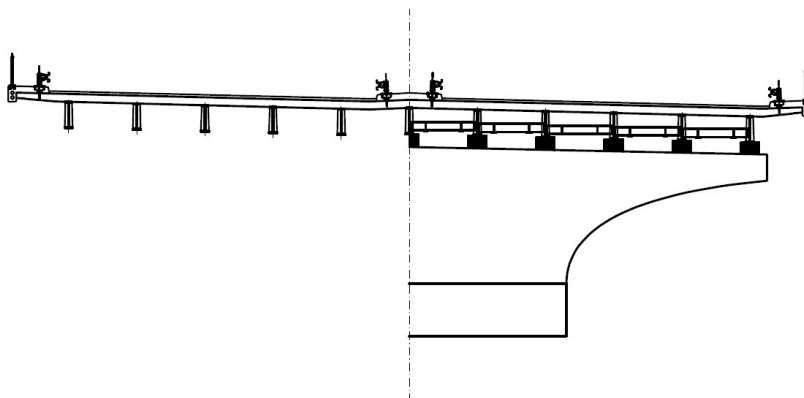
Výhodou této varianty je předpokládaná technologie výstavby letmou betonáží od pilířů na obě strany, což umožní minimalizovat zásah do údolí pouze na těsné okolí pilířů. Další výhodou jsou nízké nároky na údržbu po dobu životnosti, a to i díky vetknutým pilířům – odpadá nutnost výměny ložisek. Dá se předpokládat, že použití poměrně standardní technologie by snížilo náklady na výstavbu mostu oproti stávajícímu stavu.

Nevýhodou je například masivnější vzhled konstrukce, díky větší stavební výšce mostu, což není žádoucí vzhledem k umístění ve chráněném krajinném území.

2.3.2 Varianta II – Obloukový most s jednou mostovkou pro oba směry



Obrázek 24 - Varianta II-podélný řez



Obrázek 25 - Varianta II-příčný řez

Průřez oblouku je navržen jako obdélníkový plný s šířkou asi 10–12 metrů a proměnnou výškou zhruba 3 metry v patě a 2 metry ve vrcholu. Tato varianta je z hlediska geometrie poměrně jednoduchá na výstavbu, avšak masivní průřez by vyžadoval určitá technická opatření na snížení hydratačního tepla a omezení dotvarování podobně, jako konstrukce stávajícího stavu. Jako způsob výstavby oblouku je uvažována letmá betonáž s provizorním zavěšením přes dočasné pylony.

Vzpěry jsou navrženy jako tenké stěny s rozšířením pro uložení mostovky v horní části.

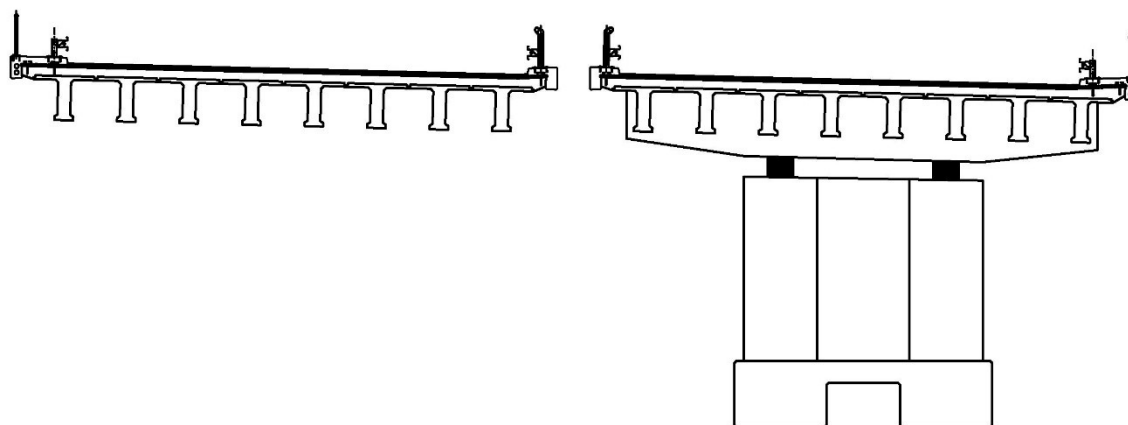
Mostovka je navržena jako spřažená konstrukce z ocelových nosníků tvaru I o výšce 1 metr a betonové desky tloušťky 0,3 metru. Po délce bude mostovka fungovat jako spojitý nosník – nebude přerušována nad pilíři. Rozpětí jednotlivých polí jsou $17 + 23 + 23 + 7 \times 21 + 23 + 23 + 17$ metrů.

Založení mostu se předpokládá velmi podobné jako u stávajícího stavu – plošné, se zazubenými patkami, do kterých je vetknutý nosný oblouk mostu.

Mezi výhody této konstrukce patří velmi malá stavební výška mostovky, díky čemuž bude konstrukce působit vzdušně a bude dobře zapadat do okolního prostředí. Další výhoda spočívá v jednoduchém vysouvání lehké ocelové konstrukce na pilíře. Předpokládá se tak zrychlení a zlevnění výstavby oproti monolitické mostovce betonované posuvnou skruží u stávajícího stavu. Ke zrychlení výstavby vede i fakt, že se jedná pouze o jednu nosnou konstrukci, a ne o dvě samostatně stojící, jako je tomu u ostatních variant.

Hlavní nevýhodou tohoto řešení je nutnost pravidelné údržby konstrukce mostovky, kterou je třeba opakovaně brousit a natírat. Během životnosti by také několikrát došlo k výměně ložisek na pilířích. Další nevýhodou může být problematický návrh na překlopení v případě svedení dopravy do jednoho jízdního pásu. Vzhledem k velmi nízké hmotnosti této konstrukce by za určitých kombinací zatížení mohlo skutečně dojít k překlopení mostu. Bylo by tedy nutné se při podrobném návrhu na tuto problematiku zaměřit.

2.3.3 Varianta III – Obloukový most rozdělený



Obrázek 26 - Varianta III-příčný řez

Třetí variantou je obloukový most tvořený dvěma samostatně stojícími nosnými konstrukcemi tvořenými oblouky o rozpětí 140 metrů a vzepětí 28 metrů. Rozdělení nosné konstrukce na dvě samostatné vede k návrhu subtilnějšího oblouku o šířce asi 7 metrů. Průřez oblouku je navržený jako dvě žebra spojená tenkým pásem. Tento průřez je výhodný díky vylehčení hmoty uprostřed, ale zároveň je jednodušší na výstavbu než například komorový průřez. Oblouk může být betonován letmo se zavěšením přes provizorní pylony, nebo sklápěn.

Vzpěry mají konstantní průřez, se zeslabením střední části. Jejich šířka je 6,5 metru a tloušťka 1 metr.

Mostovka je tvořena prefabrikovanými předepjatými nosníky KSP – NDPO výšky 1,2 metru a šířky 1,7 metru, spřaženými se železobetonovou deskou tloušťky 250 mm. Podélně se jedná opět o spojitý nosník. Rozpětí polí je stejné jako u předchozí varianty – nejdelší je 23 metrů. Nosníky budou spočívat na monolitických příčnicích uložených na ložiskách.

Založení mostu bude opět plošné se zazubenými patkami, do kterých bude vetknutý nosný oblouk.

Tato varianta dobře spojuje výhody spřažené a monolitické konstrukce. Po betonáži oblouku a pilířů budou na pilíře ukládány jeřábem prefabrikované nosníky, které budou sloužit zároveň jako ztracené bednění. To povede ke značnému zrychlení procesu výstavby. Zároveň tato konstrukce nemá příliš zvýšené nároky na údržbu na rozdíl od ocelové spřažené konstrukce.

Problémem může být složitý transport velkého množství nosníků na stavbu. Hlavní nevýhody ale opět plynou spíše ze složité výstavby betonového oblouku. Vzhledem k menším rozměrům průřezu, než u varianty II přichází v úvahu kromě letmé betonáže také sklápění oblouku.

2.3.4 Varianta IV – Obloukový most rozdělený s ocelobetonovou mostovkou

Poslední uvažovaná varianta je identická jako varianta III, s použitím ocelových nosníků na místo prefabrikovaných nosníků KSP – NDPO. Tato varianta bude lehčí a subtilnější díky použití ocelových spřažených nosníků výšky 1 metr a desky tloušťky 0,3 metru.

Nevýhoda této varianty spočívá v náročnější údržbě, stejně jako u varianty II. Dále bude také složitější a časově náročnější na betonáž mostovky kvůli tomu, že ocelové nosníky nefungují jako ztracené bednění, ale je nutné betonovat pomocí skruže.

2.3.5 Zhodnocení variant

Porovnání všech čtyř variant je poměrně složité. Varianta I je od zbylých tří naprosto odlišná. Má zajímavé konstrukční řešení z hlediska výstavby i provozu. Bohužel se zdá, že na dané místo bude esteticky nevhodná, protože kvůli rozměrům průřezu komory působí příliš masivně.

Zbylé tři varianty lze porovnávat lépe – jedná se o tři obloukové mosty. Druhá varianta s jednou mostovkou pro oba směry je bezesporu velice zajímavým

řešením. Velmi masivní průřez oblouku v kombinaci s náchylností k překlopení a náročnou údržbou však převažují nad výhodami této konstrukce.

Varianta III a IV je z hlediska hlavní nosné konstrukce, tedy železobetonového oblouku, identická. Tyto varianty se liší z hlediska použité mostovky. Prefabrikované předepjaté železobetonové nosníky nevyžadují tak častou údržbu, jako nosníky ocelové. Jejich nevýhodou je vyšší hmotnost a s tím spojená také složitější doprava a montáž. Ocelové nosníky jsou naopak lehčí a mostovka by měla menší stavební výšku. Složitější by byla betonáž mostovky a také následná údržba nosníků v podobě obnovování antikorozní ochrany. Vzhledem k tomu, že most je rozdělen na dvě samostatně stojící nosné konstrukce, by však nebyl problém svést dopravy na jednu z nich a na druhé provádět údržbu.

V této kapitole byly popsány některé navržené varianty řešení přemostění Oparenského údolí. Byly brány v úvahu pouze čtyři nejvhodnější varianty pro dané místo. Varianty jako zavěšená, či rámová konstrukce nebyly zmiňovány, jelikož byly shledány jako krajně nevhodné pro tento případ (hluboké údolí, směrový oblouk).

Cílem této kapitoly bylo popsat navržené varianty a porovnat je mezi sebou. Jako nejvhodnější varianty pro přemostění Oparenského údolí byly shledány obloukové mosty se spřaženou mostovkou s ocelovými, či předepjatými železobetonovými nosníky.

3 Návrh oblouku

Tato kapitola se bude věnovat podrobnějšímu návrhu průřezů, tvaru střednice a vyztužení oblouku. Jako výsledná varianta byl zvolen obloukový most s horní mostovkou spřaženou z prefabrikovaných předepjatých železobetonových nosníků a železobetonové desky. Důležitými konstrukčními prvky proto bude oblouk, mostovka a vzpěry. Jako hlavní konstrukční prvek je uvažován nosný oblouk. Bude porovnáno několik variant jeho tvaru a zvolena nejvýhodnější z nich.

3.1 Materiály

Pro správný návrh konstrukčních prvků mostů je důležitá volba materiálu. Nosný oblouk je navržen jako monolitický betonový, stejně jako vzpěry. Mostovka bude provedena z předepjatých železobetonových nosníků KSP-NDPO spřažených s železobetonovou deskou. Nosníky budou dodatečně předpínané.

Oblouk: - beton: **C 40/50** – XF2 – XD1 – XC4

- $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

- $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 1 \cdot 40 / 1,5 = 26,7 \text{ MPa}$

- $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$

- $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$

- $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$

- betonářská výztuž: **B500B**

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$

- $E_s = 200 \text{ GPa}$

Vzpěry a deska: - beton: **C 35/45** – XF2 – XD1 – XC4 (deska mostovky XF4)

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

- $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 1 \cdot 35 / 1,5 = 23,3 \text{ MPa}$

- $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$

- $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

- betonářská výztuž: **B500B**

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$

- $E_s = 200 \text{ GPa}$

Nosníky:

- beton: **C 45/55 – XF2 – XD1 – XC4**

- $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

- $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 1 \cdot 40 / 1,5 = 30 \text{ MPa}$

- $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$

- $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

- $E_{cm} = 36 \text{ GPa}$

- betonářská výztuž: **B500B**

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$

- $E_s = 200 \text{ GPa}$

- předpínací výztuž: **Y 1860 – S7 – 15,7**

- $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

- $f_{p;0,1;k} = 1640 \text{ MPa}$

- $f_{pd} = f_{p;0,1;k} / \gamma_s = 1640 / 1,15 = 1426 \text{ MPa}$

- $E_p = 195 \text{ GPa}$

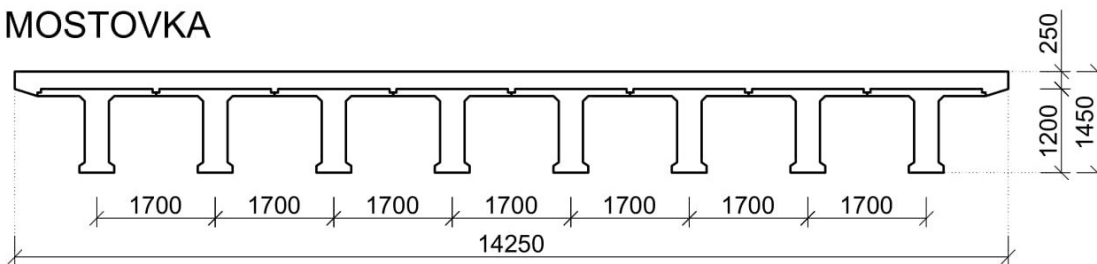
Součinitele pro redukci pevnosti γ_c , γ_s a γ_p jsou brány podle normy ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Doporučená hodnota součinitele α_{cc} je v této normě uvedena jako 1. Materiály mohou být později upraveny podle vývoje návrhu.

Ve výpočtech je uvažováno s objemovou tíhou železobetonu 25 kN/m^3 , prefabrikované nosníky mají objemovou tíhu udávanou výrobcem 26 kN/m^3 .

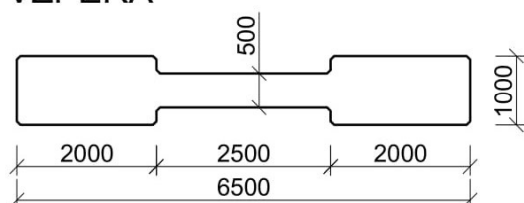
3.2 Návrh průřezů

Pro určení vlastní tíhy konstrukce jsou nyní navrženy průřezy všech důležitých konstrukčních prvků.

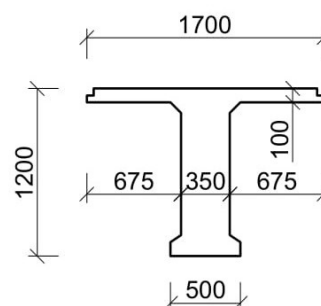
MOSTOVKA



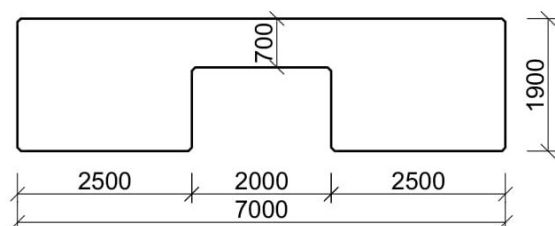
VZPĚRA



NOSNÍK MOSTOVKY



OBLOUK



Obrázek 27 - Návrh příčných řezů hlavních prvků

Příčný i podélný sklon mostovky je modelch pro účely bakalářské práce zanedbán. Zatížení od říms, vozovky, zábradlí a svodidel je uvažováno v rámci ostatního stálého zatížení. Vlastní tíha nosníku je převzata z katalogu výrobce.

Vzpěry mají konstantní průřez po celé výšce. V horní části bude pro uložení nosníků umístěn prefabrikovaný příčník průřezu obráceného T, na kterém budou nosníky nejprve instalovány, bude provázána výztuž a následně budou zmonolitněny ve spojitý nosník.

Oblouk je nyní navržen s konstantním průřezem po celé délce. V průběhu návrhu může být rozhodnuto o proměně momentů setrvačnosti po délce oblouku, případně mohou být zvětšující se ohybové momenty směrem k patkám pokryty ohybovou výztuží.

3.3 Zatížení pro návrh střednice

Literatura nejčastěji pro návrh střednice oblouku uvádí použití celého stálého zatížení a poloviny rovnoměrného zatížení od dopravy. Budou použity charakteristické hodnoty těchto zatížení. Na oblouk bude působit spojitě zatížení pouze od jeho vlastní tíhy. Všechno ostatní zatížení bude působit ve formě osamělých sil v místech vzpěr.

3.3.1 Stálé zatížení

a) Vlastní tíha (g)

Oblouk: $A = 10,90 \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$g_1 = 10,90 \cdot 25 = 272,5 \text{ kN/m}$$

Vzpěry: $A = 5,25 \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$g_2 = 5,25 \cdot 25 = 131,3 \text{ kN/m}$$

Příčník: $A = 1,20 \text{ m}^2$, $l = 12,8 \text{ m}$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$G_3 = 1,20 \cdot 12,8 \cdot 25 = 384 \text{ kN}$$

Nosníky: $A = 0,57 \text{ m}^2$, $n = 8$, $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$

$$g_4 = 0,57 \cdot 8 \cdot 25 = 118,6 \text{ kN/m}$$

Deska: $A = 3,60 \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$g_5 = 3,60 \cdot 25 = 90 \text{ kN/m}$$

b) Ostatní stálé (g_0)

Římsy: $A = (0,48 + 0,30) \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$g_{0;1} = (0,48 + 0,30) \cdot 25 = 19,5 \text{ kN/m}$$

Vozovka: $A = 1,25 \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

$$g_{0;2} = 1,25 \cdot 25 = 31,3 \text{ kN/m}$$

Izolace: $tl. = 5 \text{ mm}$, $\text{š.} = 12,5 \text{ m}$, $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$

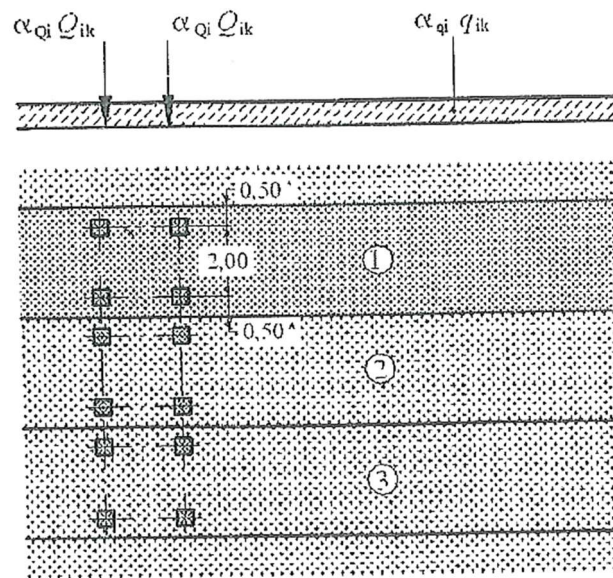
$$g_{0;3} = 0,005 \cdot 12,5 \cdot 23 = 1,4 \text{ kN/m}$$

Svodidlo: $2 \cdot 1 \text{ kN/m} = 2 \text{ kN/m}$

Zábradlí: $0,5 \text{ kN/m}$

3.3.2 Zatížení od dopravy:

Pro zatížení od dopravy bude zjednodušeně použit pouze model zatížení LM1. Tento model dělí mostovku podélně na zatěžovací pruhy o šířce 3 metry, ve kterých působí různé rovnoměrné zatížení a také nápravové síly o rozchodu 2 metry (viz. Obrázek 28 – Schéma zatížení LM1). Pro návrh střednice oblouku bude z tohoto schématu převzata pouze polovina rovnoměrného zatížení, přepočítána na 1 metr délky mostovky.



Obrázek 28 - Schéma zatížení LM1 [4]

Hodnoty α_{qi} a q_{ik} pro tuto konstrukci [4]:

$$q_{1,k} = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q1} = 1,0$$

$$q_{2,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q2} = 2,4$$

$$q_{3,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q3} = 1,2$$

$$q_{z,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{qz} = 1,2$$

Zatížení chodníků [4]:

$$q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Vzhledem k tomu, že šířka vozovky je 12,5 metru, použije se zatěžovací pruh 1,2 i 3 a zbylá plocha bude mít šířku 3,5 m. Nouzový chodník se nachází vždy na vnější straně jízdního pásu ve směru jízdy a má šířku 0,75 m.

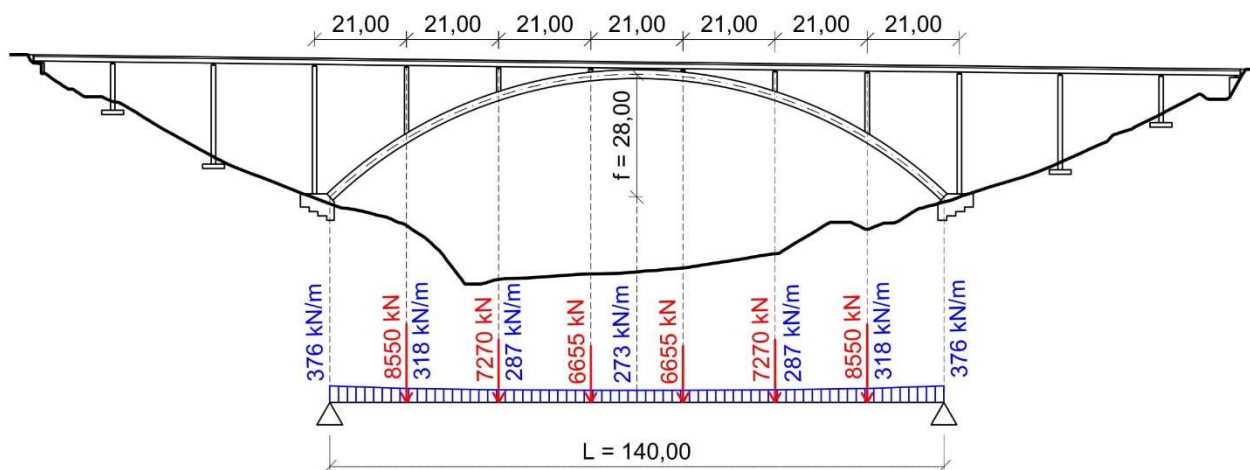
Polovina rovnoměrného charakteristického zatížení od dopravy se potom vypočte jako: $1/2 q_{d;k} = 1/2 \cdot (9,0 \cdot 1,0 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 2,4 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,5 + 5,0 \cdot 0,75) = 34,1 \text{ kN/m}$.

3.4 Návrh střednice oblouku

Do stávajícího terénu byl navržen oblouk o rozpětí $L = 140$ metrů a vzepětí $f = 28$ metrů. Poměrné vzepětí takového oblouku je $1/5$, což je pro obloukové mosty běžná hodnota. Smělost oblouku, důležitá pro určení vodorovné síly, která v oblouku vzniká, vychází 700. Tvar střednice oblouku bude navržen tak, aby byl oblouk co nejméně namáhán ohybovým momentem.

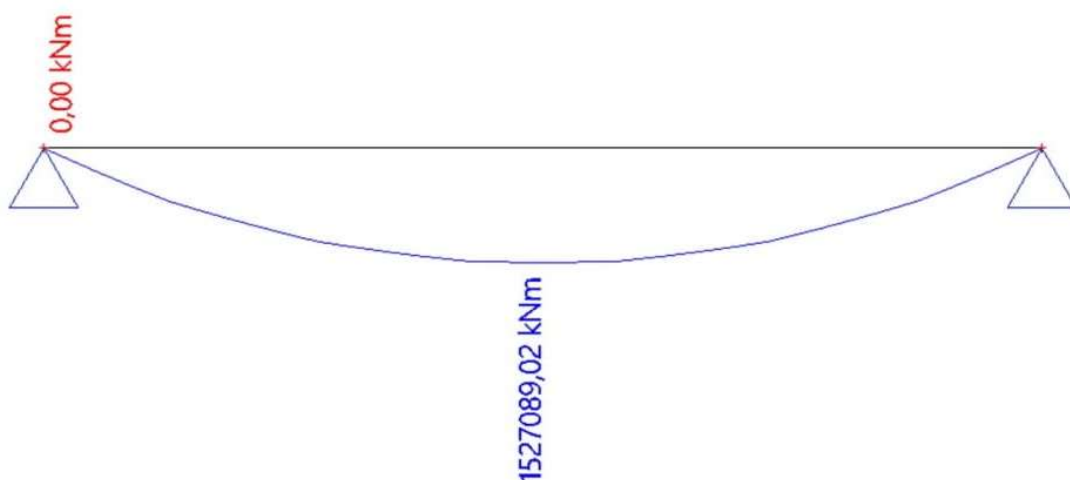
Nejprve bude stanoven ideální tvar střednice pro zatížení od vlastní tíhy konstrukce a poloviny rovnoměrného zatížení od dopravy. Jak bylo již zmíněno v kapitole 1.1.5, jedná se o polygon. Oblouk byl pro určení tvaru tohoto polygonu převeden na prostý nosník o stejném rozpětí.

Spojité zatížení od vlastní tíhy oblouku je na prostém nosníku modelováno jako lichoběžníkové se stejnou směrnicí vždy mezi dvěma vzpěrami. Osamělé síly se zvětšují podle výšky vzpěr.



Obrázek 29- Zatížení prostého nosníku pro určení ideální střednice – charakteristické hodnoty

Podle tohoto jednoduchého schéma byl v programu SCIA Engineer 18.1.54 – studentská verze vypočten průběh ohybového momentu na tomto prostém nosníku.



Obrázek 30 - Průběh ohybového momentu od stálého zatížení na prostém nosníku

Z maximálního ohybového momentu M_{max} a vzepětí f lze podle jednoduchého vztahu mechaniky (3.1) vypočítat vodorovnou složku obloukové síly H , která je v případě svislého zatížení po celém oblouku stejná.

$$H = \frac{M_{max}}{f} \quad (3.1)$$

Pomocí této síly a ohybového momentu můžeme vyjádřit souřadnici střednice z závislou na souřadnici x podle vztahu (3.2).

$$z_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{H} \quad (3.2)$$

Takto určená střednice by měla zajistit co největší omezení ohybových momentů působících na oblouk od vlastní tíhy mostu. V praxi se však tento lomený tvar většinou nepoužívá z estetických důvodů. Ohybové momenty se navíc nikdy nepodaří zcela vyloučit kvůli proměnlivosti zatížení od dopravy, teploty, případně zatlačení podpor. Proto se uvažuje, že oblouk bude železobetonový a že bude tím pádem schopen přenést také určitý tah od ohybových momentů.

V praxi se místo polygonu nejčastěji navrhuje parabola čtvrtého stupně dle Chambauda, jejíž předpis je uveden v odstavci 1.1.5, vztah (1.2). Pro návrh tvaru jako paraboly čtvrtého stupně bylo použito stejné zatížení, jako pro návrh polygonu. Parabola má potom následující předpis:

$$z = 0,005475846574x^2 + 0,00000004866104912x^4 \quad (3.3)$$

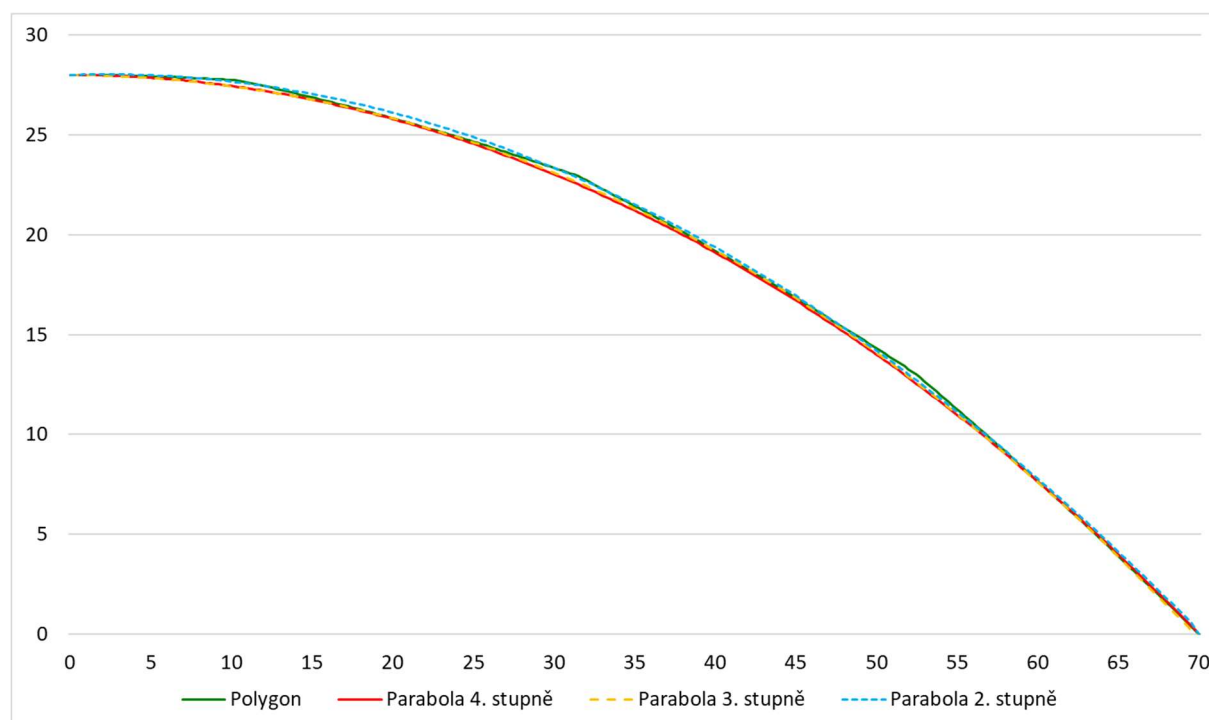
Pro srovnání byla navržena také střednice ve tvaru paraboly 2. stupně a paraboly 3. stupně. Pro zjištění předpisů těchto křivek bylo využito aproximace tvaru polygonu v programu MS Excel. Střednice ve tvaru paraboly 2. stupně má následující předpis:

$$z = 0,00607196653449684x^2 - 0,0274941264621919x \quad (3.4)$$

Předpis střednice ve tvaru paraboly 3. stupně je:

$$z = 0,0000116154201965867x^3 + 0,00485234741385524x^2 + 0,00659437315249292x \quad (3.5)$$

Pro tyto předpisy je počátek souřadnicového systému ve vrcholu oblouku, souřadnice x udává vodorovnou polohu a souřadnice z svislou polohu. Všechny tvary střednic jsou porovnány v grafu viz. Obrázek 31.



Obrázek 31 - Porovnání různých tvarů střednic

Z obrázku je patrné, že rozdíly mezi střednicemi tvaru polygonu a paraboly 4., 3. a 2. stupně jsou na první pohled minimální. Přesto však tyto rozdíly mohou mít velký vliv na vnitřní síly, které v oblouku vznikají. Pro lepší srovnání jsou uvedeny konkrétní souřadnice střednic v místech vzpěr v Tabulce 1.

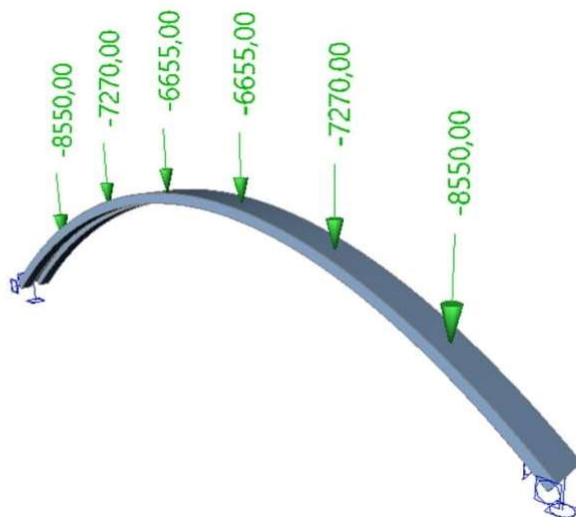
$\begin{matrix} \text{X[m]} \\ \text{Tvar} \end{matrix}$	10,5	31,5	52,5
Polygon	27,72	22,94	13,00
Parabola 4°	27,40	22,52	12,54
Parabola 3°	27,38	22,61	12,60
Parabola 2°	27,62	22,84	12,71

Tabulka 1- Porovnání souřadnic Z [m] jednotlivých tvarů střednic

Z porovnání v Tabulce 1 je patrné, že rozdíly v souřadnicích „Z“ mezi jednotlivými křivkami se pohybují v řádech jednotek až desítek centimetrů.

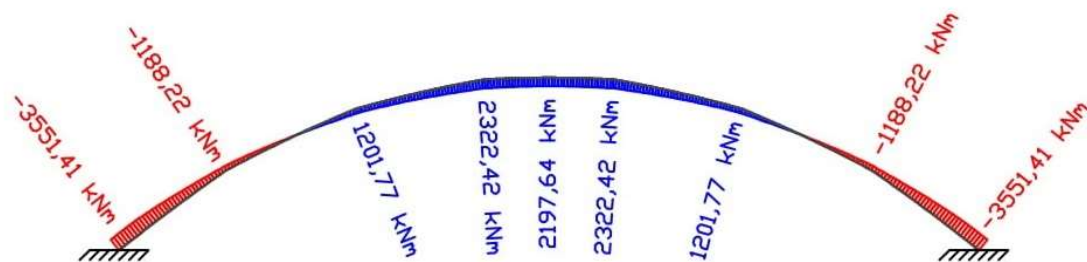
3.5 Porovnání vnitřních sil

Pro výběr nejlepšího tvaru střednice oblouku byly na všech zmiňovaných křivkách vypočteny vnitřní síly a deformace. Výpočet byl proveden pomocí programu SCIA Engineer 18.1.54 – studentská verze, kde byl oblouk modelován jako prutový prvek ve 2D. Jelikož oblouk je v patách vetknutý a jedná se tedy o staticky neurčitou konstrukci, byl definován jeho reálný průřez. Vlastní tíhu oblouku proto mohl program určit přesně sám. Zatížení osamělými silami představujícími vzpěry bylo použito stejné, jako pro původní návrh tvarů střednic, aby bylo možné jejich efektivní porovnání.

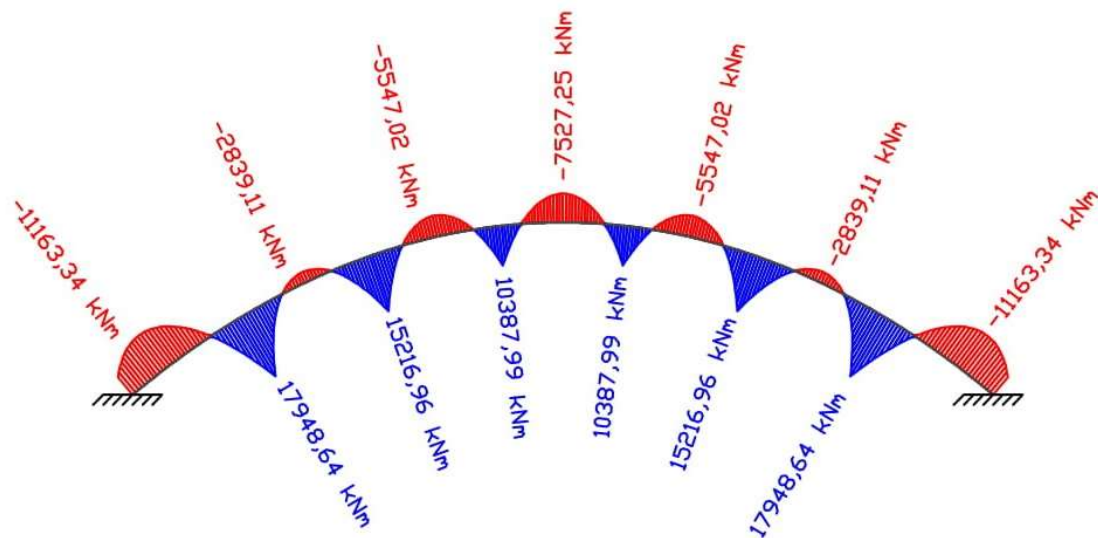


Obrázek 32 - Model paraboly 4. stupně se zatížením v programu SCIA Engineer

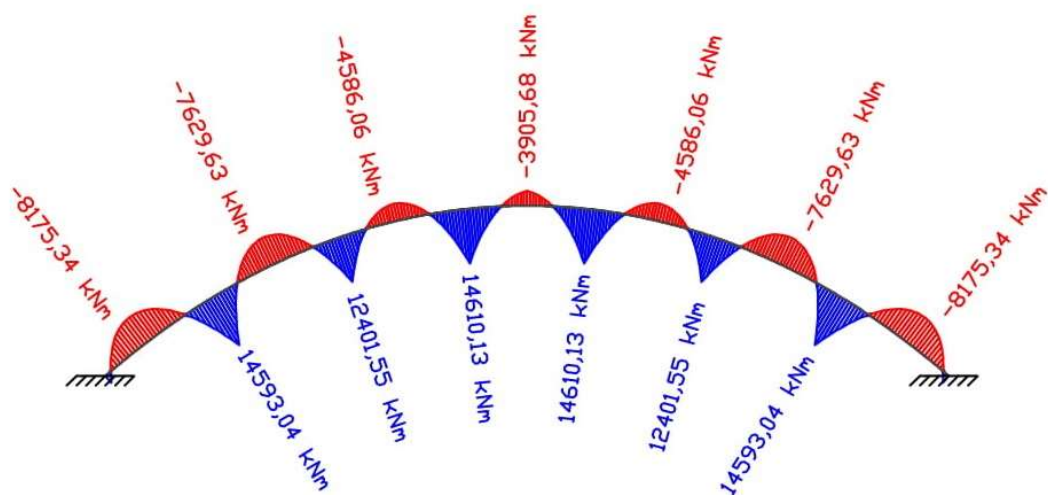
3.5.1 Ohybové momenty



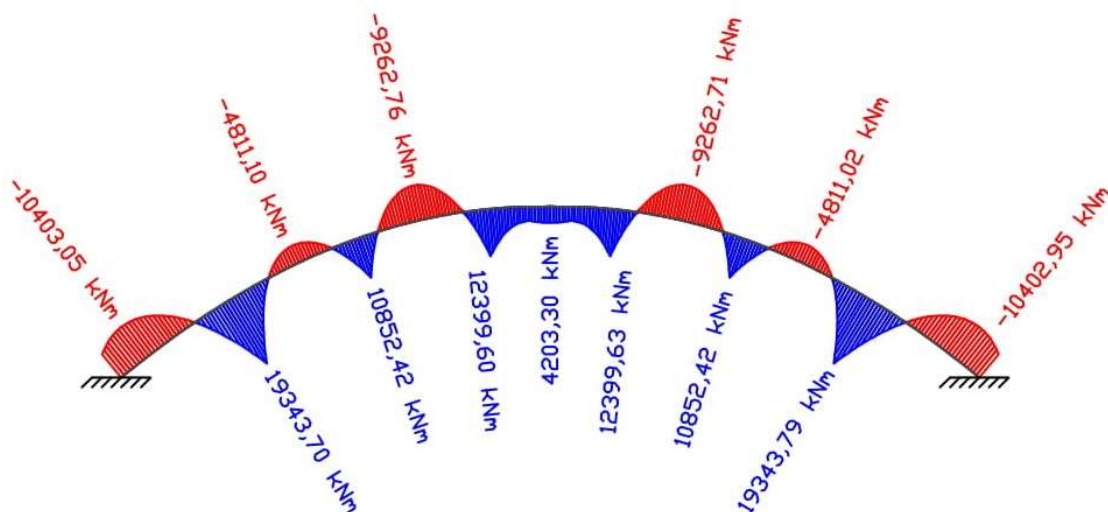
Obrázek 33 - Ohybové momenty-polygon



Obrázek 34 - Ohybové momenty-parabola 4. stupně



Obrázek 35 - Ohybové momenty-parabola 3. stupně



Obrázek 36 - Ohybové momenty-parabola 2. stupně

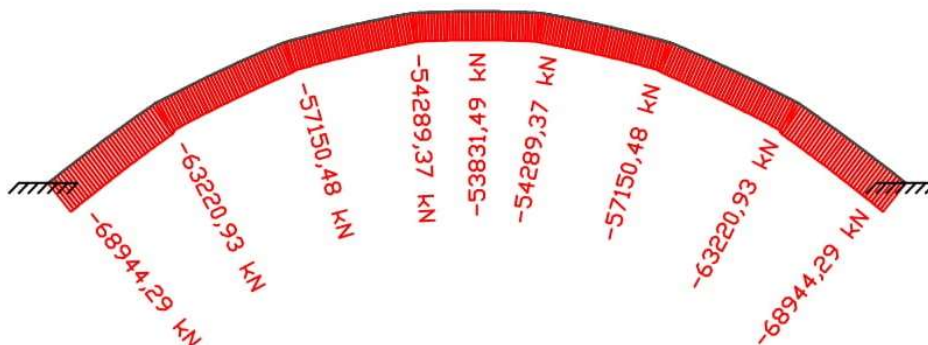
Z průběhu ohybových momentů je patrné, že nejvýhodnějším tvarem oblouku je skutečně polygon. Určité ohybové momenty zde vznikají, přestože byl polygon navržen tak, aby je vyloučil. Je to způsobeno tím, že program určuje přesněji vlastní tíhu oblouku v jednotlivých bodech a dále také chybou, vzniklou modelováním polygonu. Jeho souřadnice Z byly vypočteny po 25 centimetrech vzdálenosti na ose X.

Na parabole 4. stupně již vznikají mnohem větší momenty, které se zmenšují směrem k vrcholu oblouku. Z toho je patrné, že by bylo výhodné využít proměnného momentu setrvačnosti, který by byl větší v patách a menší ve vrcholu oblouku.

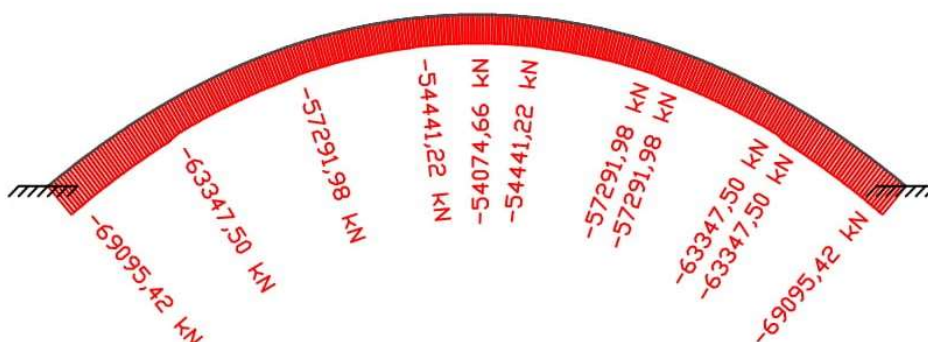
Parabola 3. stupně vykazuje dokonce menší maximální hodnoty ohybových momentů, než parabola 4. stupně. Zajímavé je, že maxima ohybových momentů mají po celém oblouku velmi podobné hodnoty. V důsledku toho by se zde příliš nevyplatilo využívat proměnného momentu setrvačnosti.

U paraboly 2. stupně vznikají ohybové momenty podobné, jako u paraboly 4. stupně. Tato parabola je však ve vrcholu oblouku velmi plochá. Proto u tohoto tvaru nedochází ve vrcholu k přechodu ohybového momentu do záporných hodnot jako je tomu u zbylých dvou parabol.

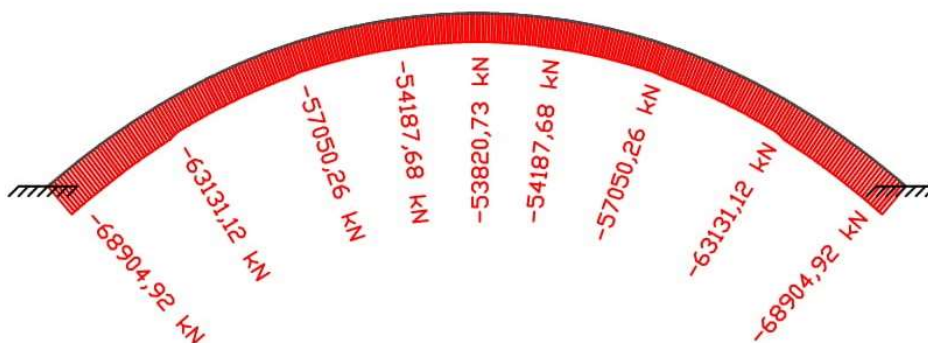
3.5.2 Normálové síly



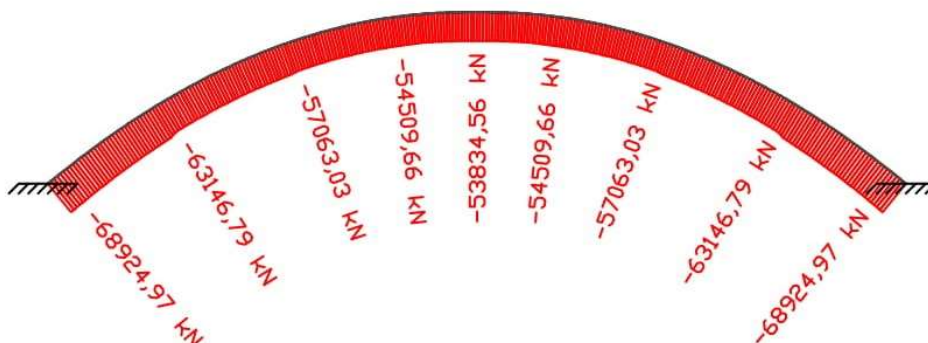
Obrázek 37 - Normálová síla-polygon



Obrázek 38 - Normálová síla-Parabola 4. stupně



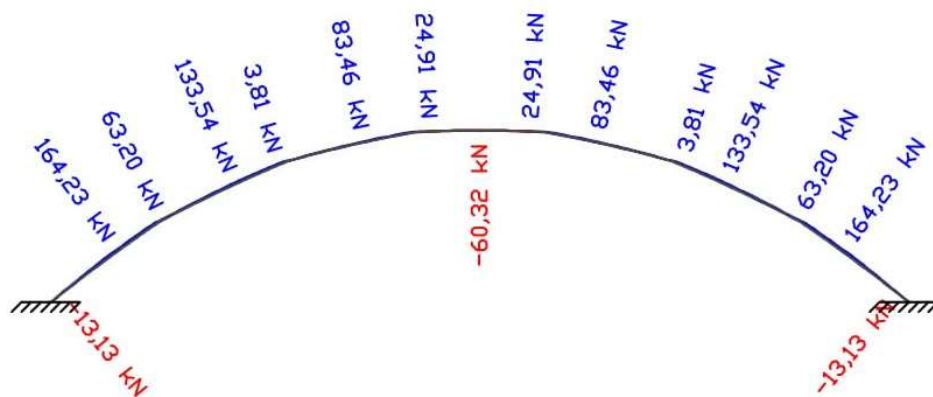
Obrázek 39 - Normálová síla-Parabola 3. stupně



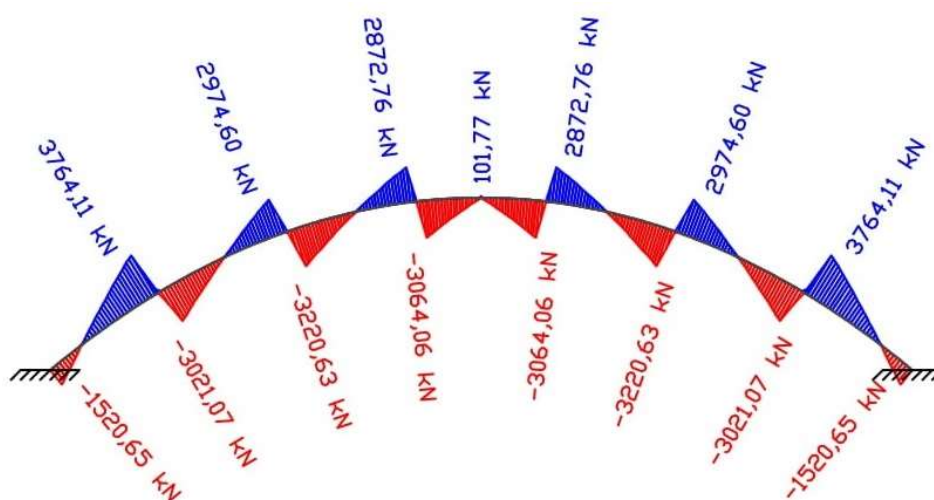
Obrázek 40 - Normálová síla-Parabola 2. stupně

Normálová síla v oblouku je důležitá z hlediska jeho předpětí, které pomáhá omezovat tah v krajních vláknech ohýbaného průřezu. Z tohoto hlediska můžeme konstatovat, že je nejlepším tvarem parabola 4. stupně, u které dosahuje normálová síla největších hodnot. Při porovnání všech tvarů je však patrné, že rozdíly v hodnotách normálové síly jsou velmi malé, a proto tato vnitřní síla není považována za rozhodující při výběru nejvhodnějšího tvaru.

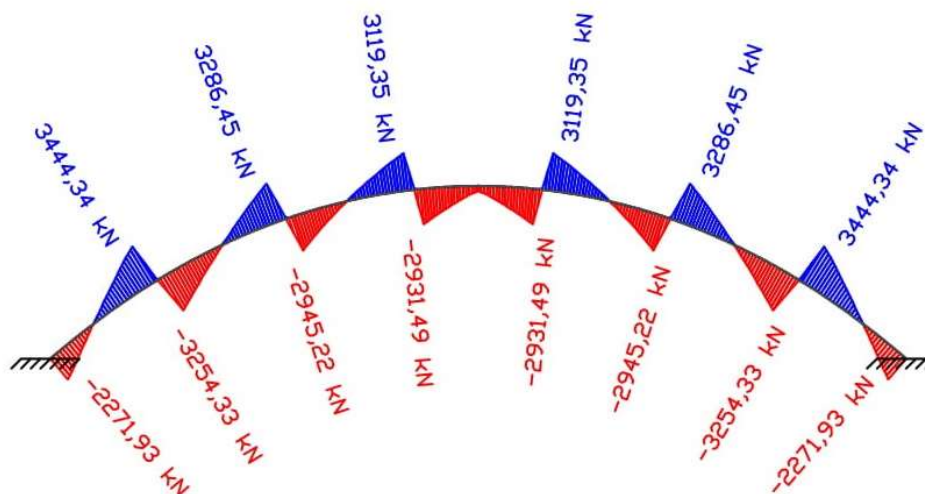
3.5.3 Posouvající síly



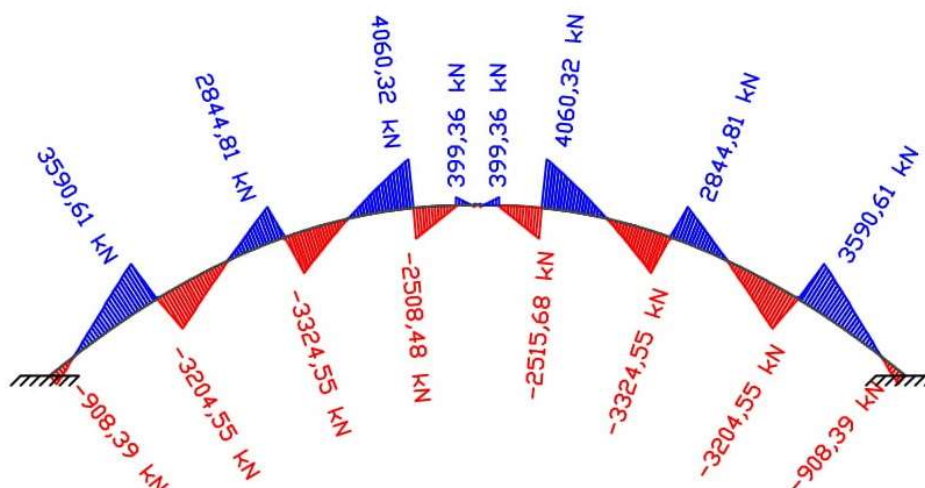
Obrázek 41 - Posouvající síly-polygon



Obrázek 42 - Posouvající síly-parabola 4. stupně



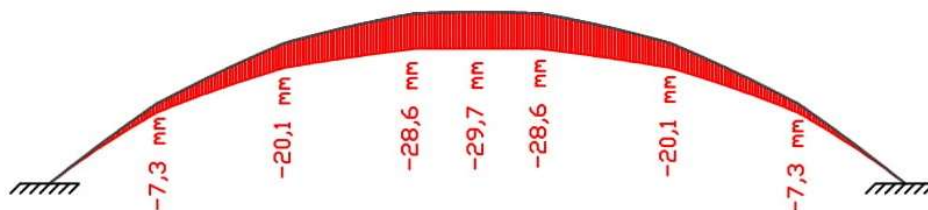
Obrázek 43 - Posouvající síly-parabola 3. stupně



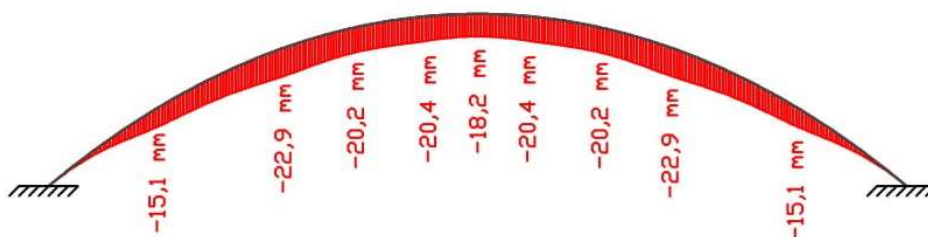
Obrázek 44 - Posouvající síly-parabola 2. stupně

Posouvající síly jsou v případě polygonu téměř zanedbatelné. U zbylých parabol je jejich průběh velmi podobný a také hodnoty posouvajících sil se příliš nemění. Pro návrh tvaru střednice rovněž nejsou průběhy posouvajících sil rozhodující.

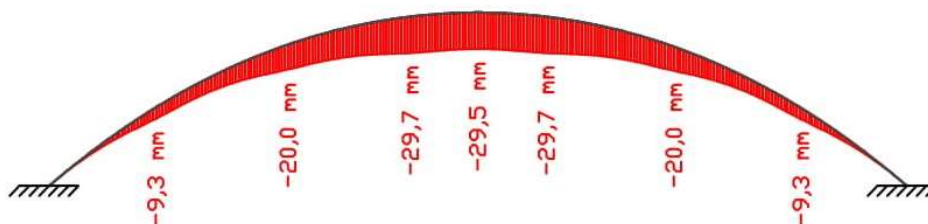
3.5.4 Deformace



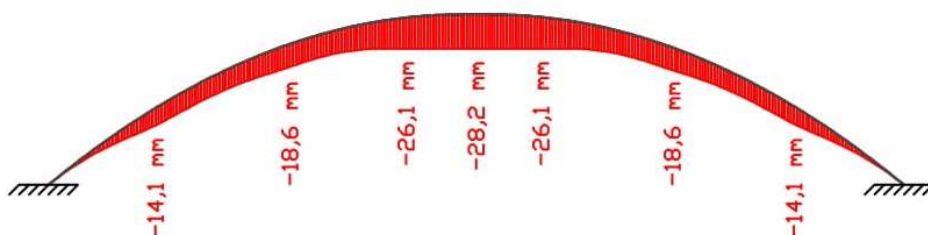
Obrázek 45 - Deformace-polygon



Obrázek 46 - Deformace-parabola 4. stupně



Obrázek 47 - Deformace-parabola 3. stupně



Obrázek 48 - Deformace-parabola 2. stupně

3.6 Výběr tvaru střednice

Pro výběr vhodného tvaru střednice je nejdůležitější průběh ohybových momentů. Z tohoto hlediska se nejlépe skutečně hodí tvar polygonu. Ve skutečnosti se tento tvar nenavrhuje jednak z estetických důvodů a také kvůli tomu,

že z hlediska výstavby nejsou vhodné lomy v jinak plynulé křivce, protože tato místa by byla složitá na vybednění. Pro účely bakalářské práce však bude tato skutečnost zanedbána a jako konečný tvar střednice oblouku je navržen polygon.

3.7 Zatížení pro návrh výztuže oblouku

Pro návrh vyztužení oblouku již nelze uvažovat pouze vlastní tíhu konstrukce a polovinu rovnoměrného zatížení od dopravy.

Vlastní tíha konstrukce (g) bude započtena programem SCIA Engineer automaticky. Konstrukce bude modelována včetně vzpěr a mostovky s průřezy a materiály navrženými v kapitolách 3.1 a 3.2. U mostovky je uvažována vlastní tíha betonu 26 kN/m^3 , jelikož je tvořena předepjatými nosníky.

Ostatní stálé zatížení (g_0) je uvedeno v kapitole 3.3.1. Jedná se o zatížení od říms, vozovky, izolace, svodidel a zábradlí.

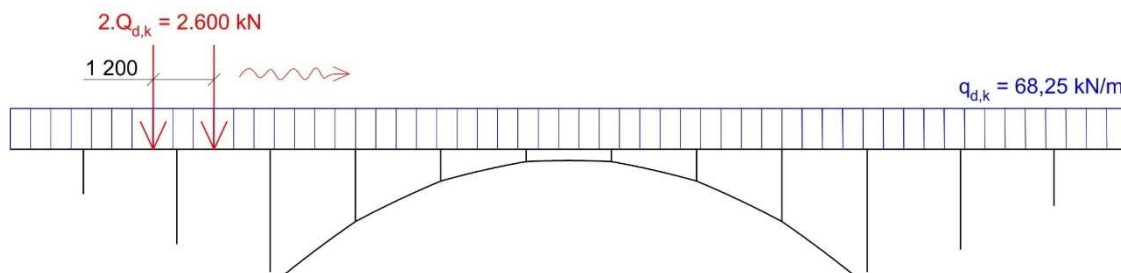
Zatížení dopravou (q_d , Q_d) je uvažováno podle modelu LM1, tentokrát včetně soustředěného zatížení od dvojnápravy (viz. Obrázek 28). Tyto nápravy jsou od sebe vzdáleny 1,2 m. Vzhledem k tomu, že konstrukce je modelována jako rovinná, je plošné zatížení od dopravy převedeno na rovnoměrné spojitě a soustředěné zatížení od dvojnápravy na osamělá břemena v rovině. Hodnoty nápravových sil Q_i , plošných zatížení q_i a součinitelů α_{Qi} a α_{qi} jsou následující [4]:

$Q_{1,k} = 300 \text{ kN}$	$\alpha_{Q1} = 1,0$	$q_{1,k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q1} = 1,0$
$Q_{2,k} = 200 \text{ kN}$	$\alpha_{Q2} = 1,0$	$q_{2,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q2} = 2,4$
$Q_{3,k} = 100 \text{ kN}$	$\alpha_{Q3} = 1,0$	$q_{3,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q3} = 1,2$
		$q_{z,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qz} = 1,2$

K tomuto zatížení od dopravy je přičteno ještě zatížení chodníků $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$.

Rovnoměrné charakteristické zatížení od dopravy potom bude:
 $q_{d,k} = 9,0 \cdot 1,0 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 2,4 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,5 + 5,0 \cdot 0,75 =$
 $= 68,25 \text{ kN/m}$. Osamělé nápravové síly budou: $Q_{d,k} = 300 \cdot 1,0 + 200 \cdot 1,0 +$
 $+ 100 \cdot 1,0 = 600 \text{ kN}$.

Rovnoměrné spojité zatížení (UDL – uniformly distributed load) je namodelováno po celé délce mostovky, s vyloučením odlehčujících účinků. Nápravové síly (TS – tandem system) jsou v programu SCIA Engineer zadány jako pohyblivé zatížení, kdy program sám vybere nejnepříznivější polohu zatížení. Schéma zatížení dopravou podle modelu LM1 viz. Obrázek 49.



Obrázek 49 - Schéma zatížení dopravou podle modelu LM1

Pro **zatížení teplotou (t)** je uvažován 3. typ: betonová nosná konstrukce podle Eurokódu 1, část 1-5. Pro účel návrhu výztuže oblouku v rámci bakalářské práce je uvažována pouze rovnoměrná složka teploty. Nerovnoměrné působení teploty je zde zanedbáno. Maximální a minimální hodnoty teplot nosné konstrukce jsou stanoveny podle maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu z národních map izoterm [6]:

$$T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = -34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Maximální a minimální rovnoměrné složky teploty na nosné konstrukci mostu $T_{e,\max}$ a $T_{e,\min}$ jsou poté vypočteny podle vztahů uvedených v Národní příloze Eurokódu 1 pro 3. typ konstrukce.

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 \text{ }^{\circ}\text{C} = 40 + 1,5 = 41,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 \text{ }^{\circ}\text{C} = -34 + 8 = -26 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Teplota nosné konstrukce během výstavby je uvažována jako $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ podle Přílohy A Eurokódu 1. Návrhový rozsah teplot nosné konstrukce je potom roven:

$$\Delta T_{\max} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{\min} = T_{e,\min} - T_0 = -26 - 10 = -36 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Staveništní zatížení (q_{ca}) je uvažováno 1 kN/m² nosné konstrukce. Toto zatížení zohledňuje účinky tíhy osob a ručního nářadí během výstavby. Při šířce mostovky 14,25 je toto zatížení po převedení do roviny: $q_{ca,k} = 1 \cdot 14,25 = 14,25$ kN/m.

Ostatní zatížení jako například pokles podpor, či zatížení větrem jsou pro návrh vyztužení oblouku zanedbána.

3.7.1 Kombinace zatížení pro návrh výztuže oblouku

Pro návrh výztuže oblouku bude použita kombinace pro mezní stav únosnosti (MSÚ). Zjednodušeně je uvažována pouze **rovnice 6.10** [9]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Zatížení	Příznivé	Nepříznivé
Stálé	1	1,35
Teplota	0	1,5
Staveništní	0	1,5
Doprava	0	1,35

Tabulka 2 - Hodnoty součinitelů γ pro jednotlivá zatížení

Zatížení	ψ_0
Teplota	0,60
Staveništní	1,00
Doprava UDL	0,40
Doprava TS	0,75

Tabulka 3 - Hodnoty součinitelů ψ pro jednotlivá zatížení

Kombinace	Stálé ($g+g_0$)	Teplota (t)	Staveništní zatížení (g_{ca})	zatížení dopravou LM1	
				UDL (q_d)	TS (Q_d)
K1	1,35	0	0	0	0
K2	1,35	1,5	0	0	0
K3	1,35	1,5	1,5*1,0	0	0
K4	1,35	1,5*0,6	1,5	0	0
K5	1,35	1,5	0	1,35*0,4	1,35*0,75
K6	1,35	1,5*0,6	0	1,35	1,35
K7	1,35	0	0	1,35	1,35
K8	1,35	0	1,5	0	0
K9	1,00	0	0	0	0
K10	1,00	1,5	0	0	0
K11	1,00	1,5	1,5*1,0	0	0
K12	1,00	1,5*0,6	1,5	0	0
K13	1,00	1,5	0	1,35*0,4	1,35*0,75
K14	1,00	1,5*0,6	0	1,35	1,35
K15	1,00	0	0	1,35	1,35
K16	1,00	0	1,5	0	0

Tabulka 4 - Součinitele zatížení pro kombinace podle 6.10 v MSÚ

3.8 Vnitřní síly pro návrh výztuže oblouku

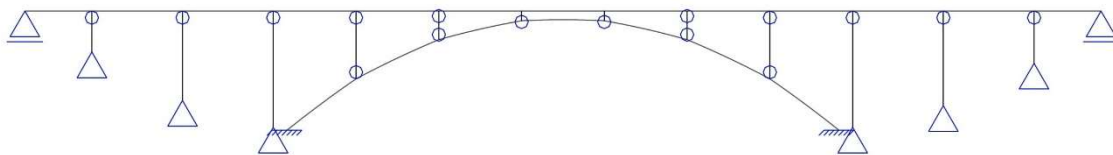
Pro výpočet vnitřních sil byla konstrukce namodelována v programu SCIA Engineer 18.1.54 – studentská verze.

Důležité je nyní také rozhodnutí, jak budou modelovány jednotlivé spoje nosných prvků. V rámci této práce nebyla provedena analýza různých variant uspořádání kloubů a vetknutí v konstrukci.

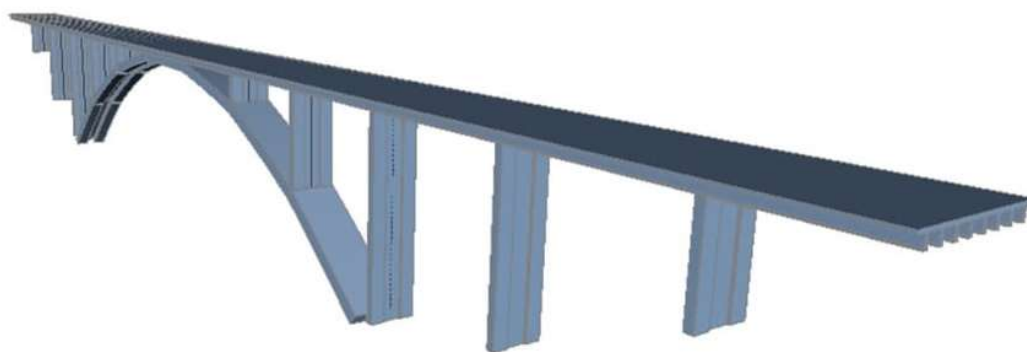
Mostovka je navržena jako spojitý nosník, protože v opačném případě by nad každou vzpěrou musel být mostní závěr, což je většinou problematické místo v rámci konstrukce.

Vzpěry budou připojeny vždy kloubově, což je výhodné díky eliminaci přenosu ohybových momentů z mostovky do vzpěr a následně ze vzpěr do oblouku. Pouze dvě vzpěry, které jsou nejbližší vrcholu oblouku jsou vetknuté do mostovky z důvodu zachycení vodorovných sil.

Oblouk bude v trvalé návrhové situaci vetknutý v patách, bez kloubu ve vrcholu. Tato konfigurace je staticky výhodná a dojde také k vyloučení kloubů problematických na údržbu a omezujících životnost.

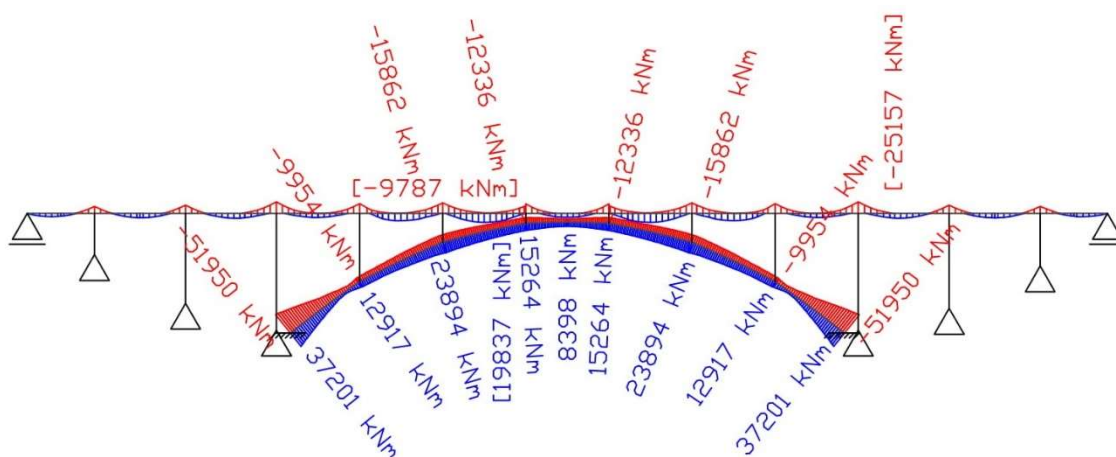


Obrázek 50- Statické schéma pro výpočet vnitřních sil

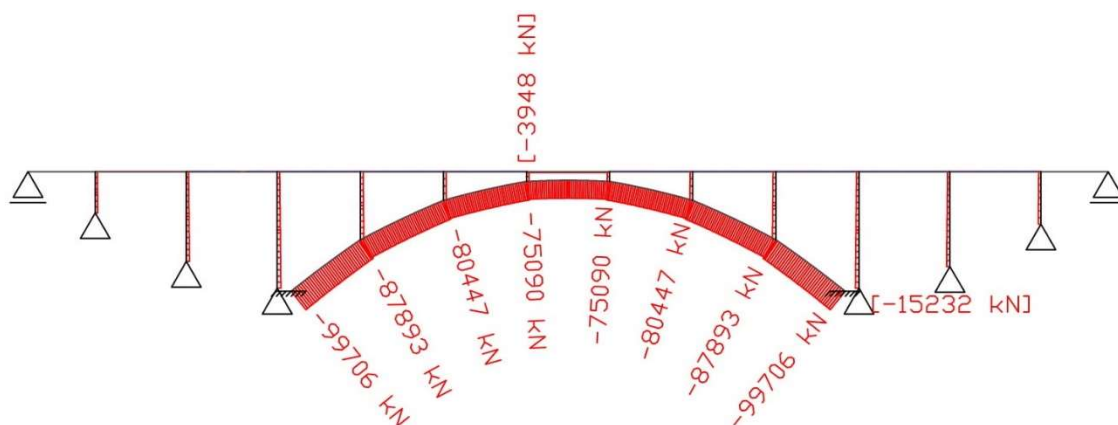


Obrázek 51 - Model mostu v programu SCIA Engineer

Z výše uvedených kombinací byla vytvořena obálka ohybových momentů a normálových sil. Posouvající síly nejsou v této fázi návrhu důležité, protože nyní bude navržena pouze hlavní ohybová nosná výžuž.



Obrázek 52 - Obálka ohybových momentů pro kombinace MSÚ



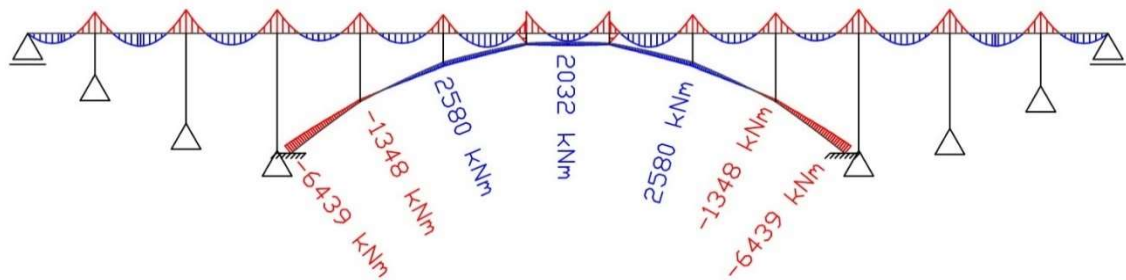
Obrázek 53 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ

Pro přehlednost jsou uvedena lokální maxima a minima hodnot pouze na oblouku. Na mostovce a vzpěrách jsou uvedena pouze globální maxima, která jsou v hranatých závorkách. Vodorovné hodnoty patří vzpěrám, svislé mostovce.

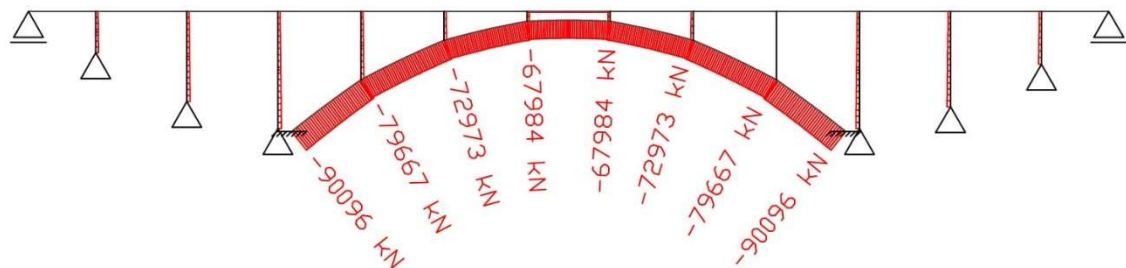
Pro správné posouzení chování konstrukce a návrh výztuže je důležité vždy sledovat závislost ohybového momentu a normálové síly. Tuto závislost nelze jednoduše určit z obálky vnitřních sil pro zadané kombinace, protože při zatěžovacím stavu, který vyvodí největší ohybový účinek, nebude vyvozena největší tlaková normálová síla podle této obálky. Tato skutečnost je pro návrh stěžejní, protože normálová síla působí jako předpětí a pomáhá eliminovat tahová namáhání v tažených vláknech. To znamená, že čím větší je normálová síla, tím lépe pro konstrukci. Nyní je tedy důležité zjistit, pro jaký zatěžovací stav je vyvozen největší ohybový moment a pro tento zatěžovací stav určit normálovou sílu v oblouku.

Oblouk v patách vetknutý je staticky neurčitá konstrukce a zároveň je poměrně tuhý. Proto má změna teploty velký vliv na vnitřní síly, které v něm vznikají. Při maximálním možném ohlazení konstrukce dojde ke zkrácení střednice oblouku, což má za následek vznik velkých ohybových momentů, které jsou shodné s ohybovými momenty od vlastní tíhy. Zároveň zkrácení střednice způsobí pokles tlakové normálové síly v oblouku, což je velmi nepříznivý stav. Naopak při ohřátí střednice působí ohybový moment od teploty proti ohybovému momentu od vlastní tíhy a zároveň prodloužení střednice způsobí nárůst tlakové normálové síly. Tento zatěžovací stav tedy konstrukci odlehčuje oproti zatížení pouze vlastní tíhou.

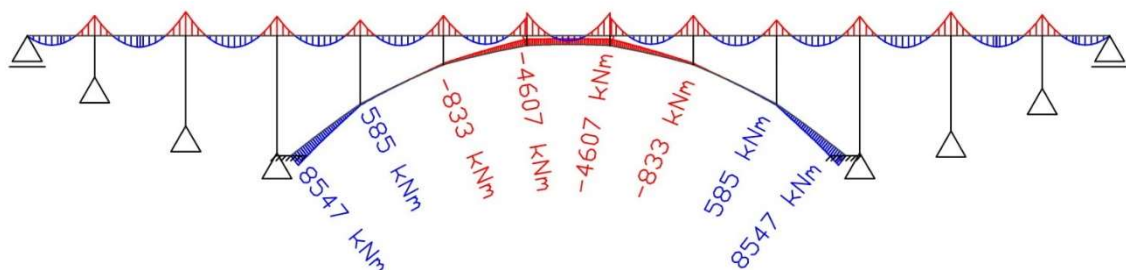
Pro představu, jak hodně teplota ovlivňuje vnitřní síly v oblouku, jsou přiloženy průběhy ohybových momentů a normálových sil od zatížení pouze vlastní tíhou konstrukce a od kombinace zatížení vlastní tíhou a změnou teploty. Pro přehlednost jsou zde uvedeny pouze hodnoty vnitřních sil vznikajících v oblouku.



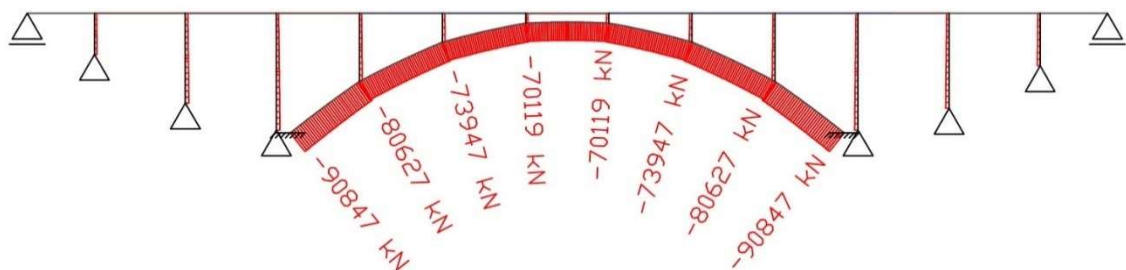
Obrázek 54 - Ohybové momenty-Vlastní tíha (K1)



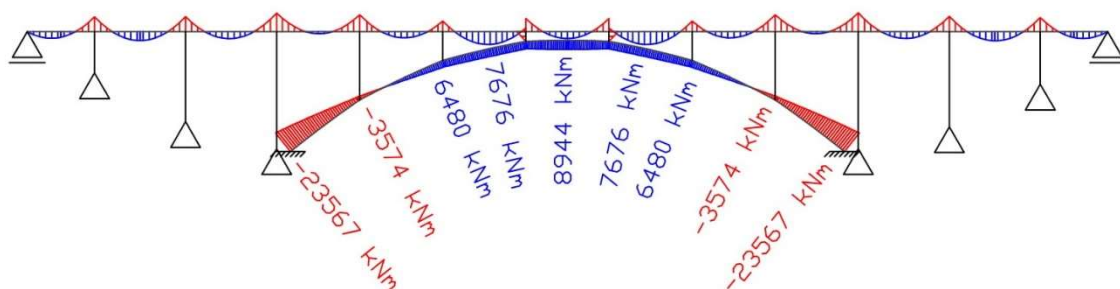
Obrázek 55 - Normálové síly-Vlastní tíha (K1)



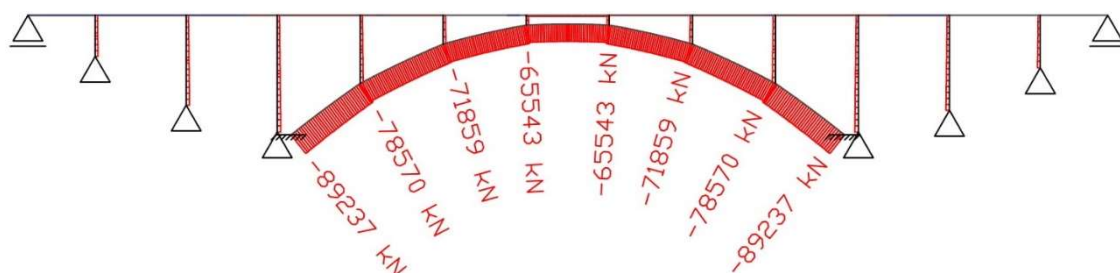
Obrázek 56 - Ohybové momenty-Vlastní tíha + Max. teplota (K2)



Obrázek 57 - Normálové síly-Vlastní tíha + Max. teplota (K2)



Obrázek 58 - Ohybové momenty-Vlastní tíha + Min. teplota (K2)



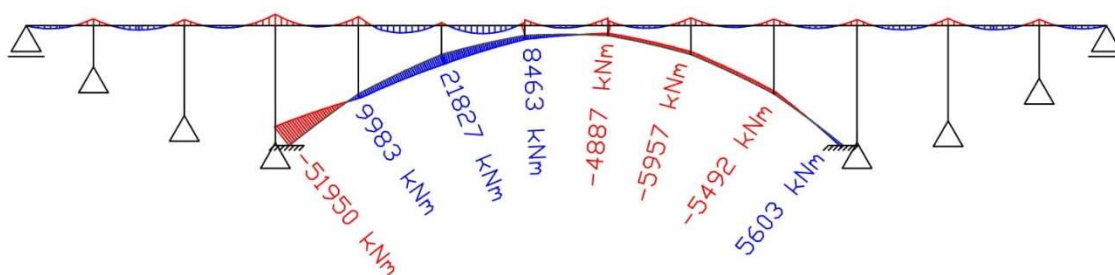
Obrázek 59 - Normálové síly-Vlastní tíha + Min. teplota (K2)

Z obrázků výše vyplývá, že vliv teploty na vnitřní síly v oblouku je skutečně značný. Zajímavé je, že při zatížení maximální teplotou vzniká tak velký ohybový moment od teploty, že tah vzniká v opačných vláknech než při zatížení pouze vlastní tíhou. Absolutní hodnoty ohybových momentů jsou při takovémto zatížení dokonce větší než při působení pouze vlastní tíhy. Při poklesu teploty působí přídavné ohybové momenty stejným směrem, jako momenty od vlastní tíhy. Tím pádem narůstá tah ve vláknech, která byla tažena už při zatížení vlastní tíhou konstrukce. Navíc v tomto zatěžovacím stavu skutečně působí v oblouku nejmenší normálová síla. Rozdíly v hodnotách normálové síly při různých zatíženích teplotou však nejsou nijak velké.

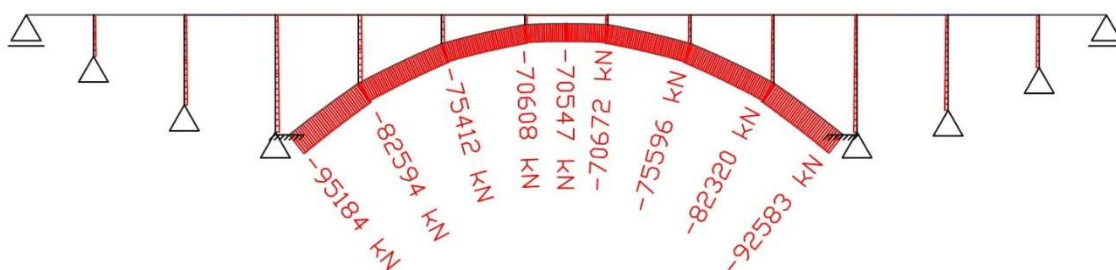
Při hledání zatěžovacího stavu, podle kterého bude navržena výztuž oblouku je tedy potřeba zaměřit se na kombinace zatížení, ve kterých se vyskytuje zatížení minimální teplotou. Dále způsobuje značné ohybové účinky také zatížení od dopravy. Důležitý je přitom předpoklad, že je spojitě zatížení umístěno pouze tam, kde nemá odlehčující účinek. Je zajímavé, jak velký vliv má zanedbání těchto odlehčujících účinků. Porovnáním bylo zjištěno, že maximální ohybový moment v patce při zatížení dopravou a vlastní tíhou byl při zanedbání odlehčujících účinků

téměř o 160 % větší, než kdyby bylo rovnoměrné zatížení dopravou uvažováno po celé délce mostovky. Je proto velmi důležité brát tuto skutečnost při návrhu v potaz.

Jako výsledná kombinace zatížení pro návrh hlavní nosné výztuže oblouku bude zvolena kombinace K6, ve které je uvažována vlastní tíha konstrukce, zatížení poklesem teploty jako vedlejší proměnné zatížení a zatížení dopravou jako hlavní proměnné zatížení, které je postaveno tak, aby vyvolalo maximální moment v nejvíce namáhaném průřezu, tedy v patce oblouku. Pro přehlednost jsou opět uvedeny pouze lokální extrémy vnitřních sil na oblouku.



Obrázek 60 - Ohybové momenty pro návrh výztuže (K6)



Obrázek 61 - Normálové síly pro návrh výztuže (K6)

Výše zobrazené průběhy vnitřních sil odpovídají postavení zatížení od dopravy, které vyvoluje maximální ohybový účinek v levé patě oblouku. Idealizovaná konstrukce mostu je symetrická, proto je možné uvažovat, že při zrcadlovém postavení zatížení bude vyvozen stejný účinek i v pravé patě oblouku, což je patrné také z obálky ohybových momentů.

3.9 Předběžný návrh hlavní nosné výztuže oblouku

Nyní bude předběžně navržena hlavní nosná výztuž oblouku. Tento návrh bude proveden pro provozní fázi konstrukce a následně bude zjištěno, zda vyhoví také pro jednotlivé fáze výstavby oblouku.

Jelikož nosný oblouk je prvek namáhaný ohybovým momentem a normálovou silou (tlakem), bude výztuž navržena pomocí interakčního diagramu. Pro zjednodušení výpočtu bude interakční diagram vypočítán pro polovinu průřezu, tedy obdélník 2500 x 1900 mm, který bude vyztužen při površích kolmých na rovinu ohybu. Průřez bude vyztužen symetricky, aby v něm nevznikaly nepříznivé účinky od smršťování a dotvarování betonu. Nesouměrná výztuž by v důsledku těchto účinků mohla do oblouku vnášet dodatečné nežádoucí ohybové momenty.

Pro návrh výztuže je nejprve nutné určit její krycí vrstvu, což bude provedeno podle následujících vztahů:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.7)$$

$$c_{min} = \max \{32; 40+0-0-0; 10\}$$

$$c_{min} = 40 \text{ mm}$$

Hodnota $c_{min,b}$ z hlediska soudržnosti je brána stejná jako profil prutů, $c_{min,dur}$ z hlediska podmínek prostředí je brána podle normové tabulky, přičemž rozhodující je stupeň vlivu prostředí XD1. Třída konstrukce je kvůli životnosti 100 let zvýšená o 2, z S4 na S6 a zmenšená o 1 díky vyšší pevnostní třídě betonu. Přídavná bezpečnostní složka a redukce při použití nerezové oceli, nebo přídavné ochrany jsou uvažovány 0. Výsledkem je tedy minimální krycí vrstva 40 mm.

Nominální krycí vrstva je potom určena přičtením návrhové odchylky dle technologie a kvality provádění Δc_{dev} , která je rovna 10 mm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.8)$$

$$c_{nom} = 40 + 10$$

$$c_{nom} = 50 \text{ mm}$$

Účinná délka oblouku l_o je uvažována jako délka oblouku mezi vzpěrami. Předpokládá se, že při vybočení v rovině oblouku by vzpěry připojené kloubově nezabránilo natočení oblouku, proto je součinitel vzpěrné délky roven 1. Vybočení z roviny oblouku se nepředpokládá díky velkému momentu setrvačnosti oblouku v tomto směru. Dále je uvažováno, že vybočení celého oblouku (globálnímu) brání mostovka a vzpěry, které mají v tomto ohledu dostatečnou tuhost.

Profil třmínků a příčných prutů by podle konstrukčních zásad pro oblouky neměl přesáhnout 1/2 profilu podélné výztuže. Proto je pro tyto pruty a třmínky uvažován profil 16 mm.

Geometrické imperfekce způsobené technologií výstavby jsou zavedeny pomocí počáteční excentricity e_0 , která je v tomto případě 55 mm. Návrhový ohybový moment je při posouzení zvětšen o hodnotu ohybového momentu od této imperfekce.

Materiál:

Beton: C40/50

$f_{ck} = 40$ MPa

$\alpha_{cc} = 1,0$

$\gamma_c = 1,5$

$f_{cd} = 26,7$ MPa

$E_{cm} = 36\,000$ MPa

$D_{max} = 22$ mm

$\epsilon_{cd} = 3,5$ ‰

Ocel: B500B

$f_{yk} = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,8$ MPa

$E_s = 200\,000$ MPa

$\epsilon_{yd} = 2,174$ ‰

Průřez:

$h = 1\,900$ mm

$b = 2\,500$ mm

$c = 50$ mm

$\emptyset_{tr} = 16$ mm

$A_c = 4\,750\,000$ mm²

Zatížení:

$M_{Ed} = 25\,975$ kNm

$N_{Ed} = 47\,592$ kN

$M_{imp} = 2\,594$ kNm

$M_{Ed,l} = 28\,569$ kNm

Excentricita:

$l_0 = 21\,800$ mm

$e_0 = 55$ mm

$\lambda = 39,75$

$\lambda_{lim} = 47,54$

$\lambda < \lambda_{lim} \Rightarrow$ masivní prvek

$e_2 = 0$ mm

Výztuž:

$\emptyset_1 = 28$ mm

$n_1 = 18$ ks

$A_{s1} = 11\,084$ mm²

$d_1 = 80$ mm

$\emptyset_2 = 28$ mm

$n_2 = 18$ ks

$A_{s2} = 11\,084$ mm²

$d_2 = 80$ mm

Konstrukční zásady:

$A_{s,prov} = 22\,167$ mm² <

$A_{s,prov} = 22\,167$ mm² >

$A_{s,prov} = 22\,167$ mm² >

$s = 138$ mm <

$s_l = 110$ mm >

$A_{s,max} = 190\,000$ mm²

$A_{s,min} = 10\,946$ mm²

$A_{s,min} = 8\,281$ mm²

$s_{max} = 250$ mm

$s_{l,min} = 33,6$ mm

(sloup)

(trám)

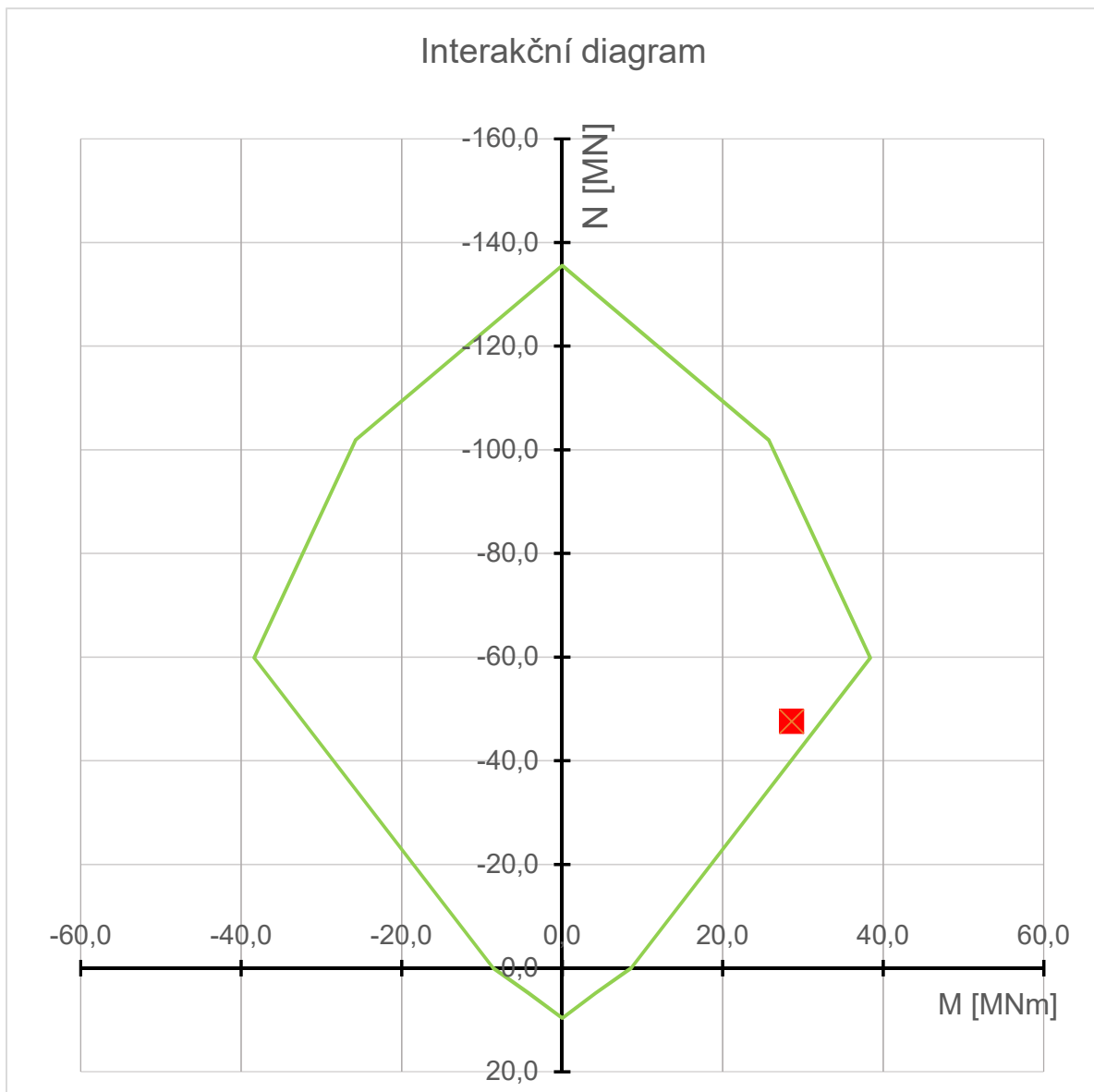
OK

OK

OK

OK

OK



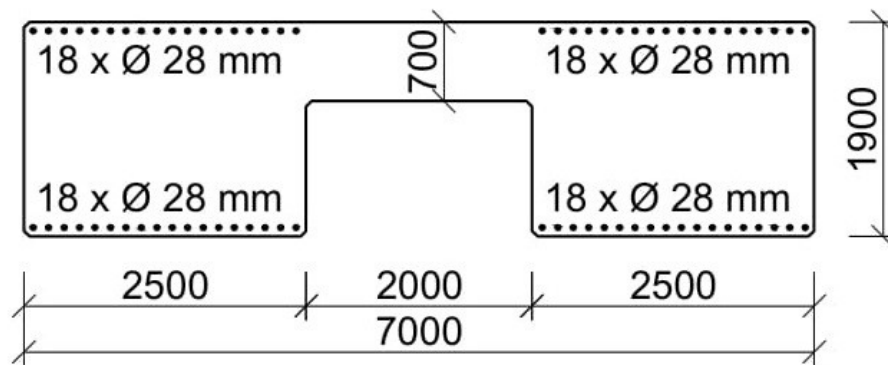
Obrázek 62 - Interakční diagram pro návrh hlavní nosné výztuže oblouku

Posouzení oblouku bylo naprogramováno v softwaru MS Excel. Zelená křivka interakčního diagramu ohraničuje oblast kombinací normálové síly a ohybového momentu, při kterých daný průřez s navrženou výztuží vyhoví. Červený bod znázorňuje kombinaci normálové síly a ohybového momentu včetně imperfekcí 1. řádu působící na průřez. Pro provozní fázi konstrukce je navržena výztuž z profilů o průměru 28 mm v počtu 18 kusů při obou površích. Vzhledem k tomu, že se tento bod nachází uvnitř ohraničené oblasti, navržený průřez a výztuž **VYHOVÍ**. Program však kvůli zjednodušení počítá pouze s polovinou průřezu

obdélníkového tvaru. Ve skutečnosti bude tedy průřez oblouku vyztužen 36krát pruty s průměrem 28 mm u obou povrchů.

Program dále posuzuje také konstrukční zásady. Z tohoto hlediska navržený průřez a výztuž opět vyhoví.

V této fázi návrhu není proveden posudek na mezní stav použitelnosti. Lze předpokládat, že během jednotlivých fází výstavby bude na průřez působit nepříznivější kombinace vnitřních sil a bude tedy nutné průřez více vyztužit. Je nutné, aby průřez vyhověl na mezní stav použitelnosti i během výstavby. Jedná se zejména o mezní stav omezení šířky trhlin a mezní stav z hlediska omezení napětí pro zachování trvanlivosti konstrukce. Tyto mezní stavy budou posouzeny až po upřesnění návrhu výztuže na zatížení vznikající během výstavby oblouku.



Obrázek 63 - Schéma hlavní nosné výztuže oblouku

4 Výstavba oblouku

Hlavním cílem této práce je návrh výstavby nosného oblouku mostu Oparno. Tomuto tématu bude věnována následující kapitola.

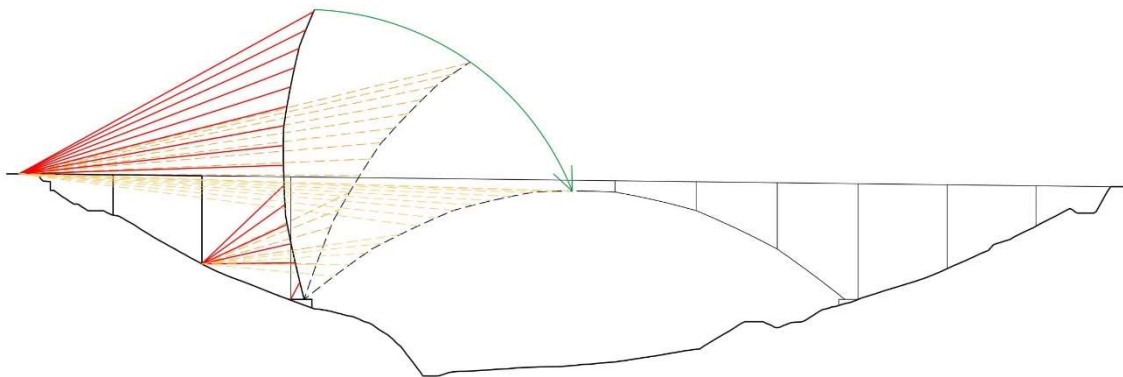
Možností, jak stavět oblouk mostu je několik. Hlavní způsoby výstavby byly zmíněny v kapitole 2.1. Most Oparno je příliš dlouhý a vysoký na to, aby se vyplatilo oblouk realizovat na skruži, ať už samonosné, nebo s vnitřním podepřením. V Oparenském údolí se navíc nachází chráněná krajinná oblast, a proto je žádoucí co nejvíce omezit stavební zásahy do údolí.

V dnešní době je běžně pro stavbu železobetonových oblouků využívána letmá betonáž. Oblouk stávajícího mostu byl tímto způsobem také vystavěn. Bylo však nutné pro vyvěšování oblouku ve stavebním stádiu prodloužit pilíře u pat oblouku tak, aby vznikly provizorní pylony pro vyvěšování. Pylony byly následně opět ubourány. Toto řešení tedy vyžaduje další náklady na výstavbu a opětovné bourání železobetonových pylonů.

Dalším ověřeným způsobem výstavby oblouků je jejich sklápění. Tento způsob by snížil přídatné náklady spojené s vyvěšováním oblouku přes pylony při letmé betonáži. V rámci této práce bude tedy navržen postup výstavby nosného oblouku pomocí **sklápění**.

4.1 Vize postupu výstavby

Při výstavbě oblouku bude nejprve v patě umístěn dočasný kloub, který bude po dokončení sklápění a rektifikaci oblouku zmonolitněn. Je předpokládána betonáž oblouku ve svislé poloze po jednotlivých lamelách. Zárodek bude vybetonován na pevné skruži a podepřen hydraulickými válci pro úpravu geometrie konstrukce během výstavby. Každá další lamela bude betonována pomocí šplhavého bednění a po vybetonování zavěšena pomocí závěsných kabelů. Po dokončení betonáže bude polovina oblouku sklopena do konečné polohy. Stejným způsobem bude vybetonována a sklopena i druhá polovina oblouku. Po sklopení obou polovin bude provedena rektifikace oblouku a zabetonována uzavírací spára.

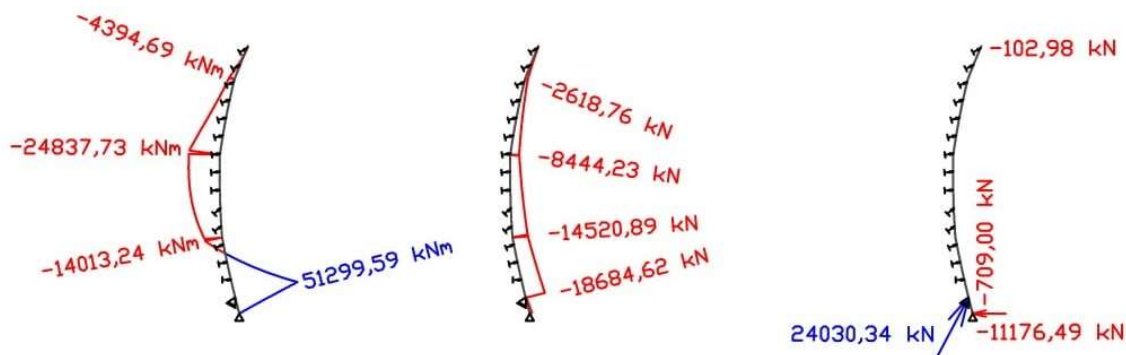


Obrázek 64 - Vize postupu sklopení oblouku

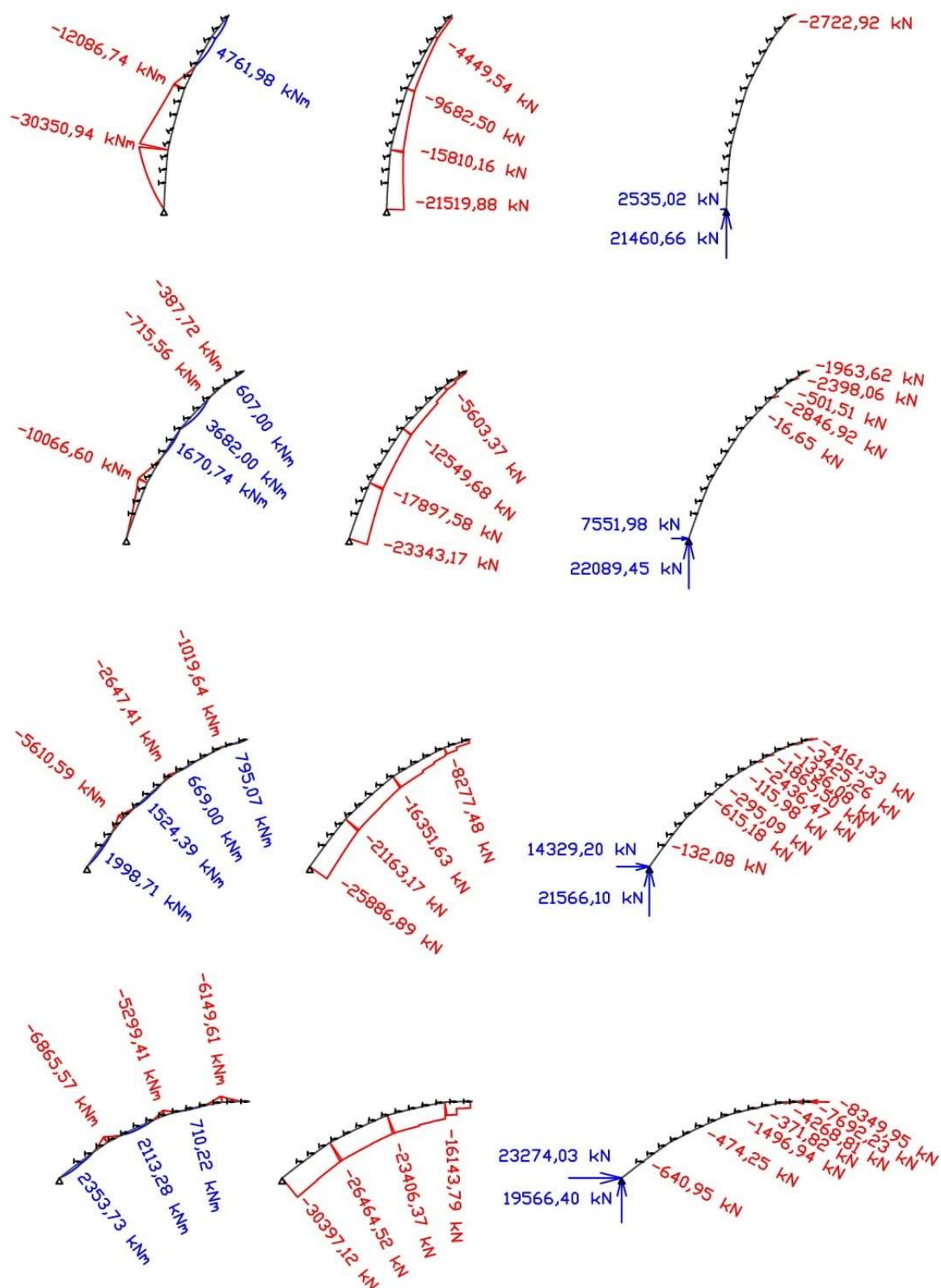
4.1.1 Předběžný odhad vnitřních sil

Pro ověření, zda je tento postup proveditelný, bude nyní proveden zjednodušený odhad vnitřních sil vznikajících v konstrukci během jejího sklápění.

Výpočty byly provedeny v programu SCIA Engineer 18.1.54 – studentská verze. Pro první odhad vnitřních sil byly závěsy v modelu nahrazeny posuvnými klouby s vyloučením přenášení tlaku. Program v tomto případě počítá nelineárně a provádí iteraci, přičemž pokud v podpoře s vyloučením tlaku vznikne tlak, vyloučí ji pro další krok výpočtu. Výpočet byl proveden v pěti fázích výstavby. První fáze je ve stavu, kdy bude dokončena betonáž poloviny oblouku. Konstrukce je v té chvíli téměř ve svislé poloze, mírně nakloněna směrem do středu oblouku, aby bylo udrženo napětí v závěsech a nebylo nutné konstrukci příliš vyvažovat pomocí hydraulických válců u paty oblouku. V dalších čtyřech fázích byl oblouk postupně sklopen vždy o stejný úhel až do finální polohy.



Obrázek 65 - Vnitřní síly a reakce před sklápěním (varianta s klouby)



Obrázek 66 - Vnitřní síly a reakce při sklápění (varianta s klouby)

Použití posuvných kloubů s vyloučením tlaku není pro podrobné modelování konstrukce vhodné, protože nezohledňuje nelinearity spojené například s prověšením závěsného kabelu. Navíc neumožňuje zohlednění předpínací síly v závěsech. Pro počáteční odhad a posouzení, zda lze tento postup výstavby vůbec realizovat, je však možné výstup pokládat za dostačující.

Je patrné, že největší problém během výstavby nastane ve fázi, kdy bude dokončena betonáž poloviny oblouku ve svislé poloze, ale ještě nebude započato sklápění. V této fázi vznikají v konstrukci velké ohybové momenty, ale normálová síla je velmi malá. Jak již bylo v této práci několikrát zmíněno, tato kombinace vnitřních sil jde přímo proti podstatě obloukového působení.

V dalších fázích sklápění konstrukce postupně klesají ohybové momenty a roste normálová síla v důsledku toho, že se zvyšuje tah v závěsech způsobený vlastní tíhou konstrukce. Názorně je zde vidět, jak konstrukce během sklápění přechází čím dál více do obloukového působení. Zatím však normálovou sílu do oblouku vnášejí pouze závěsné kabely.

Během fází výstavby by bylo možné do závěsných kabelů vnášet různě velké předpínací síly a tím co nejvíce eliminovat nežádoucí ohybové účinky, a naopak zvětšit normálovou sílu. Bylo by také nutné upravit systém podepření poloviny oblouku u paty. To je zde uvažováno jako systém hydraulických válců, které umožňují úpravu polohy během výstavby. V modelu však do konstrukce vnáší tato podpora zbytečně velký ohybový moment a také přebírá většinu tíhy oblouku. Proto bude vhodné upravit návrh tohoto podepření, případně to, jakým způsobem je zavedeno do modelu.

Z reakcí v posuvných kloubech zastupujících závěsné kabely je také patrné, že smysluplné využití mají pouze závěsy, které se nacházejí v blízkosti vrcholu oblouku. Závěsy zhruba od středu poloviny oblouku směrem k patě mají ve všech fázích minimální, nebo žádné využití. Navíc by bylo značně nákladné uchycení takového počtu kabelů s možností jejich předpínání a uvolňování. V konstrukci oblouku by to znamenalo realizování kotev závěsů v každé lamele, spojené s dodatečnou výztuží. To by opět zvyšovalo pracnost a dobu výstavby, a tedy i náklady. Při sklápění by se některé závěsné kabely musely vyhnout již hotové

části mostovky. Tyto závěsy by musely vést šikmo mimo mostovku, aby se jí vyhnuly, nebo by musely být ve správnou chvíli odstraněny.

4.1.2 Zhodnocení vize

Výstavba oblouku pomocí sklápění jeho polovin je realizovatelná. Aby však byl tento způsob výstavby také rentabilní, je nutné provést ještě mnoho úprav v postupu výstavby polovin oblouku i samotného sklápění.

4.2 Návrh postupu výstavby

S využitím poznatků z předchozí kapitoly bude nyní proveden podrobný návrh postupu výstavby nosného oblouku mostu Oparno.

Sklápění železobetonových obloukových mostů není příliš častou záležitostí. V dostupné literatuře je o tomto způsobu výstavby většinou pouze krátká zmínka, ale téměř žádné konkrétní technické detaily ani postupy týkající se této technologie. Pro účel bakalářské práce bylo proto vyhledáno několik podobných realizovaných projektů ze zahraničí, ke kterým byly dostupné důležité informace o technologii výstavby. Tyto projekty byly využity jako námět pro některá technická řešení při návrhu výstavby oblouku.

4.2.1 Inspirace pro návrh

Inspirací pro tento způsob výstavby oblouku byl most Pearl Bridge v západní Číně s rozpětím oblouku 120 metrů a dále most Argentobel na jihozápadě Německa, který je s rozpětím oblouku 145 metrů dosud největším mostem stavěným tímto způsobem. Důvodem k realizaci zmíněných mostů způsobem sklápění bylo vždy určité omezení v přístupu na stavbu. V případě Pearl Bridge se jedná o velmi hluboké údolí – mostovka se nachází 112 metrů nad hladinou řeky tekoucí na jeho dně. Díky poloze v hornaté oblasti zde byla také velmi drahá doprava materiálu, v důsledku čehož by nebylo výhodné stavět provizorní pilíře pro letnou betonáž oblouku. [25] Most Argentobel vede přes přírodní rezervaci, a tudíž stavbě nebyl umožněn přístup do údolí, podobně jako u mostu Oparno.

Sklápění navíc přináší výhodu v možnosti použití šplhavého bednění, podobně jako při stavbě běžných pilířů mostů. Betonování ve kvazi-svislé poloze je výhodné také z hlediska provedení a výsledné kvality betonu. V neposlední řadě je sklápění méně náročné na dočasné zábory související s technologií výstavby. Díky tomuto snížení zásahů do okolí je tedy tato metoda vstřícnější k životnímu prostředí než ostatní způsoby výstavby.

Výše uvedené přednosti této technologie a úspěšně realizované projekty byly důvodem k volbě tohoto způsobu výstavby oblouku.



Obrázek 67 - Sklápění oblouku mostu Argentobel [22]

4.2.2 Postup betonáže a sklopení poloviny oblouku

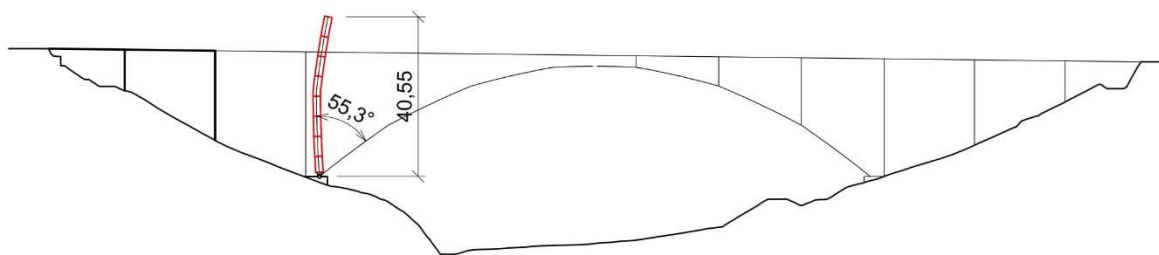
Pro efektivní využití výhod metody sklápění oblouku je nutné správně navrhnout postup výstavby jeho polovin a jejich následného sklopení.

Oblouk je rozdělen na dvě poloviny tak, aby po jejich sklopení zůstala uprostřed uzavírací spára šířky 1,20 m pro rektifikaci oblouku, která bude následně zabetonována. Délka každé poloviny oblouku je 76,5 m. Tato délka je rozdělena na 15 lamel, každá o délce 5,1 metru.

V patě oblouku bude umístěn dočasný kloub, který bude po dokončení sklápění oblouku zmonolitněn s jeho základem.

4.2.2.1 První poloha výstavby

Oblouk bude betonován ve dvou polohách. Nejprve bude provizorní kloub zajištěn dočasnými železobetonovými stěnami ve svislé poloze a bude vybetonováno prvních 8 lamel oblouku pomocí šplhavého bednění. Těžiště konstrukce bude po dokončení těchto osmi lamel prakticky přesně nad osou provizorního kloubu v patě oblouku.



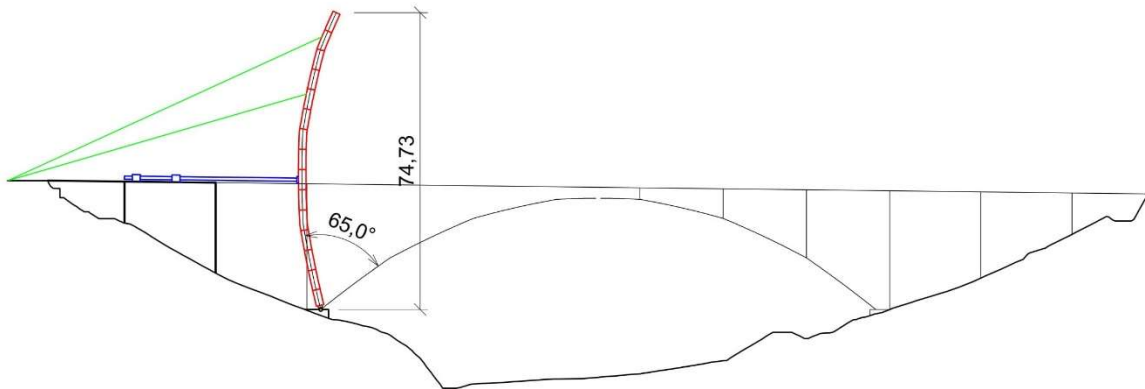
Obrázek 68 -Výstavba oblouku - 1. poloha

4.2.2.2 Druhá poloha výstavby

Po dokončení betonáže v první poloze bude k oblouku připojen nosník spojený s hydraulickými válci, který po ubourání provizorních zdí a uvolnění kloubu bude sloužit jako táhlo pro pootočení hotové konstrukce do nové polohy. Poté bude tento nosník plnit funkci vzpěry a zajišťovat polohu konstrukce po dobu betonáže dalších lamel. Zbýlých sedm lamel bude betonováno v této nové poloze dále pomocí šplhavého bednění. Těžiště konstrukce po dokončení se bude nacházet přibližně 2,5 m od osy dočasného kloubu směrem na vnější stranu oblouku. Hotová konstrukce se tedy bude opírat o vzpěru.

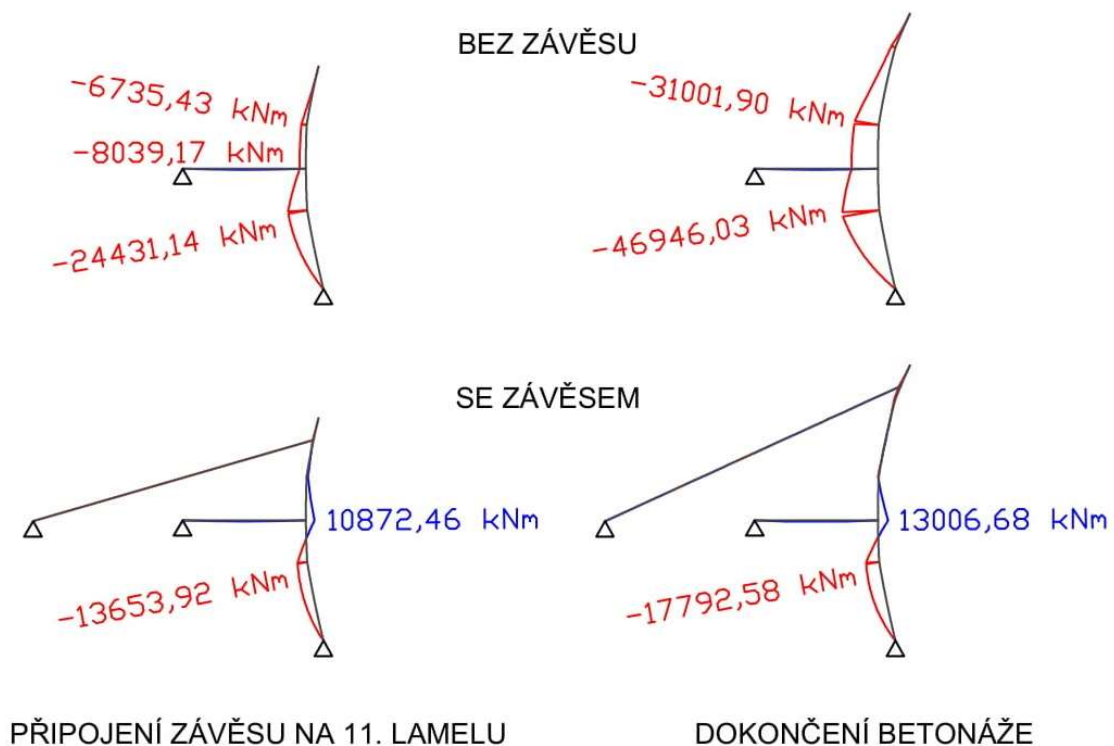
Pro eliminaci ohybových momentů vznikajících na hotové konstrukci bude jedenáctá lamela po svém dokončení zavěšena pomocí závěsných kabelů. Tyto kabely budou předepnuty tak, aby co nejlépe pomáhaly omezit vznikající ohybové momenty. Po dokončení čtrnácté lamely bude i tato zavěšena a kabely budou předepnuty. Závěsy použité pro předpínání konstrukce během výstavby budou dále sloužit také pro sklopení oblouku.

Na obrázku 65 je znázorněna polovina oblouku po dokončení betonáže včetně pomocné **vzpěry** a **zavěsů**.



Obrázek 69 - Výstavba oblouku – 2. poloha

Rozhodnutí o zavěšení jedenácté a následně čtrnácté lamely na závěsy a jejich předepnutí bylo provedeno na základě porovnání vnitřních sil na konstrukcích se zavěšením a bez něj. Pro porovnání byly spočteny ohybové momenty od vlastní tíhy a od bednění na konstrukci ve chvíli připojení závěsu na jedenáctou lamelu a následně při dokončení betonáže poloviny oblouku.



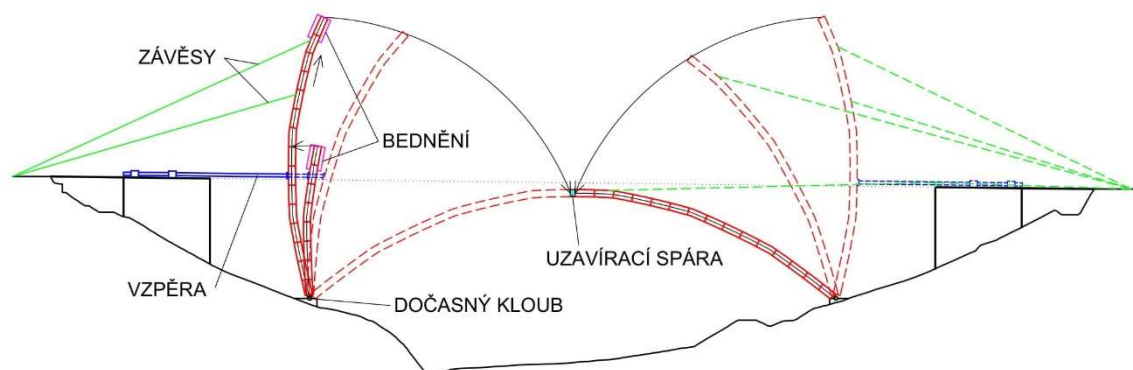
Obrázek 70 - Porovnání ohybových momentů se zavěšením a bez zavěšení

Z tohoto porovnání je patrné, že použití provizorních závěsů již během betonáže je pro průběh vnitřních sil na konstrukci výhodné. Při správném návrhu předpětí závěsů umožní toto řešení redukci maximálního ohybového momentu po dokončení betonáže téměř na třetinu. Z tohoto důvodu je dále uvažováno s použitím těchto závěsů.

4.2.2.3 Sklápění

Po dokončení betonáže bude přistoupeno k samotnému sklopení polovin oblouku. Pro změnu polohy konstrukce bude využito vzpěry a závěsů. Vzpěra bude konstrukci postupně otáčet, aby se těžiště konstrukce dostalo za osu otáčení a ta se tak začala převažovat vlastní vahou. Po celou dobu otáčení bude kontrolována síla ve vzpěrách i v závěsech a bude upravována podle potřeby, aby bylo minimalizováno namáhání oblouku. V určité fázi bude vzpěra odpojena a otáčení konstrukce bude řízeno již jen pomocí závěsných kabelů.

Po sklopení obou polovin oblouku bude provedena rektifikace a zabetonování uzavírací spáry a dočasných kloubů. Nakonec budou odpojeny všechny závěsy.



Obrázek 71 - Schéma postupu výstavby

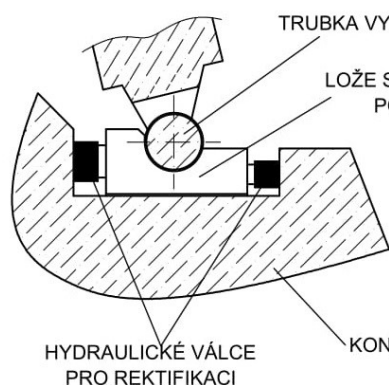
4.2.3 Technické detaily výstavby

Vzhledem ke specifickému způsobu výstavby je potřeba se zabývat také proveditelností technických detailů, jako je provizorní kloub v patě oblouku, vzpěra s hydraulickými lisami pro úpravu polohy, či kotvení závěsů, které bude schopno

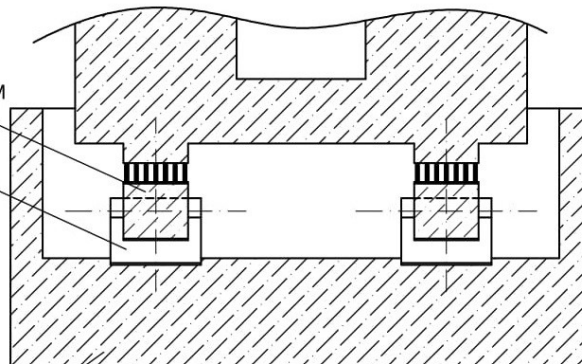
přenést obrovské vodorovné síly. Pro účely této práce bude navrženo řešení těchto detailů, bez přesného ověřování dimenzí.

4.2.3.1 Provizorní kloub v patě oblouku

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ



Obrázek 72 - Provizorní kloub v patě oblouku

Provizorní kloub v patě oblouku musí odolávat obrovskému tlaku od vlastní tíhy betonu a také od složky předpětí v závěsech. Proto musí být tento kloub velmi robustní. Zároveň by však měl umožňovat rektifikaci oblouku před jeho zmonolitněním.

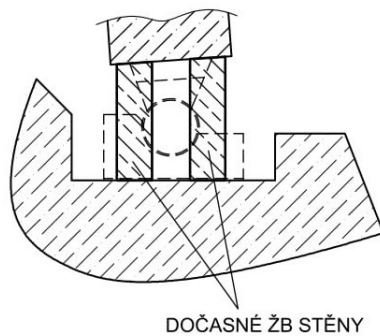
U mostu Pearl Bridge se osvědčila zde navržená varianta, kdy je kloub tvořen ocelovou trubicou vyplněnou betonem, která je usazena v loži s teflonovým povrchem. Teflon snižuje tření a umožňuje hladké a plynulé otáčení konstrukce, nezbytné pro omezení dynamických účinků během sklápění. Lože, ve kterém se kloub otáčí, je celé usazeno na ocelové desce, která má rovněž teflonový povrch. Pro pozdější rektifikaci slouží soustava několika hydraulických válců po stranách tohoto lože, které mohou v určitém rozsahu upravovat jeho polohu.

4.2.3.2 Zajištění provizorního kloubu v 1. poloze

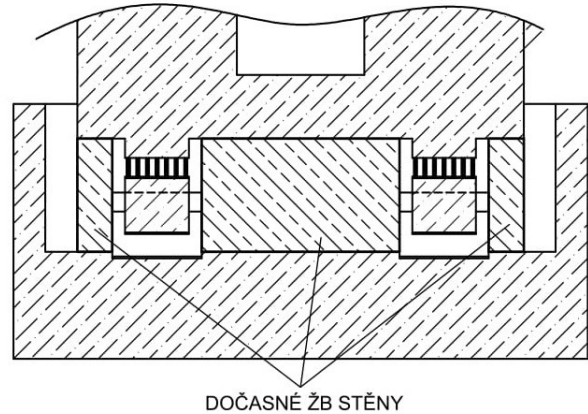
Jak bylo již zmíněno, při betonáži oblouku v první poloze je třeba kloub zajistit, aby bylo možné stavět bez dalších podpůrných prostředků. Toto zajištění bude provedeno pomocí dočasných železobetonových stěn, které budou po dokončení betonáže v první poloze ubourány. Výztuž bude procházet těmito

stěnami ze základu až do konstrukce oblouku. Po jejich ubourání bude tato výztuž přerušena.

PODÉLNÝ ŘEZ



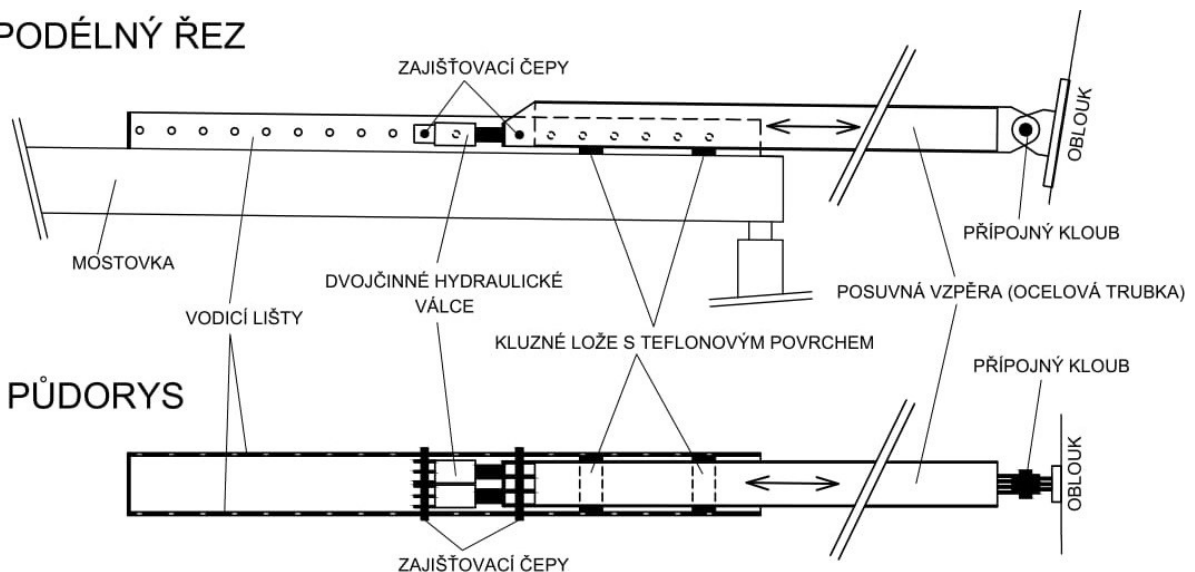
PŘÍČNÝ ŘEZ



Obrázek 73 - Zajištění provizorního kloubu v 1. poloze

4.2.3.3 Vzpěry pro úpravu polohy

PODÉLNÝ ŘEZ



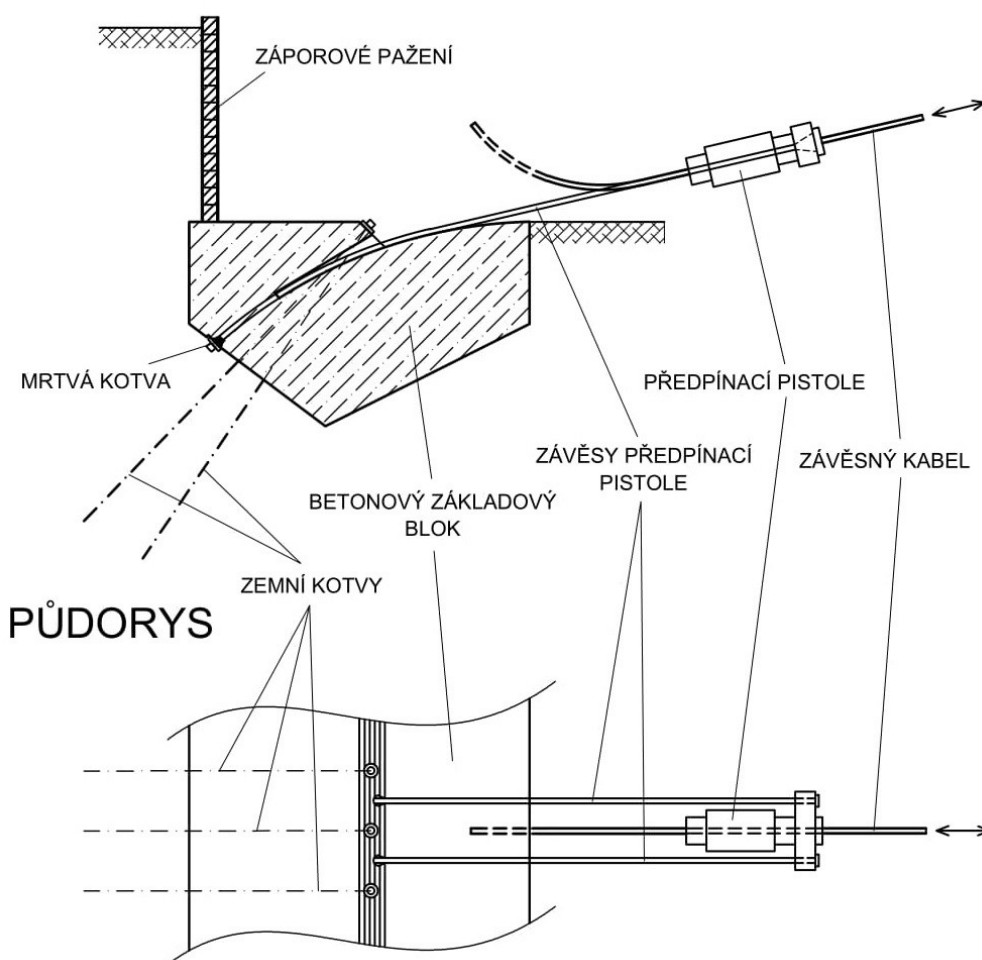
Obrázek 74 - Vzpěra pro úpravu polohy konstrukce

Vzpěry pro úpravu polohy konstrukce během betonáže budou tvořeny ocelovými trubkami, které budou k hotové části oblouku připojeny pevným kloubem. Na mostovce budou tyto vzpěry uloženy v kluzných ložích s teflonovým povrchem pro umožnění jejich posunu. Vedení bude zajištěno postranními lištami s otvory pro zajišťovací čepy. Posun bude realizován pomocí dvojčinných hydraulických válců, které umožňují vyvíjet tlak i tah. Celý posun z první do druhé polohy bude proveden po menších krocích. V rámci jednoho kroku bude uvolněn

zajišťovací čep vzpěry a vzpěra bude posunuta o vzdálenost kterou umožní pracovní rozsah hydraulických válců. Následně bude zajištěn čep vzpěry, uvolněn čep hydraulických válců a válce se přesunou do nové polohy. Nakonec bude zajištěn čep hydraulických válců. Tento postup bude opakován, dokud nebude dosaženo nové polohy konstrukce. Vzpěra bude k oblouku i k hydraulickým válcům připojena kloubově, aby byl umožněn její svislý pohyb při přesunu konstrukce z jedné polohy do druhé. Předpokládá se umístění dvojice těchto vzpěr. Vzpěry budou na své místo uloženy pomocí jeřábu.

4.2.3.4 Oblast kotvení a předpínání závěsů

PODÉLNÝ ŘEZ



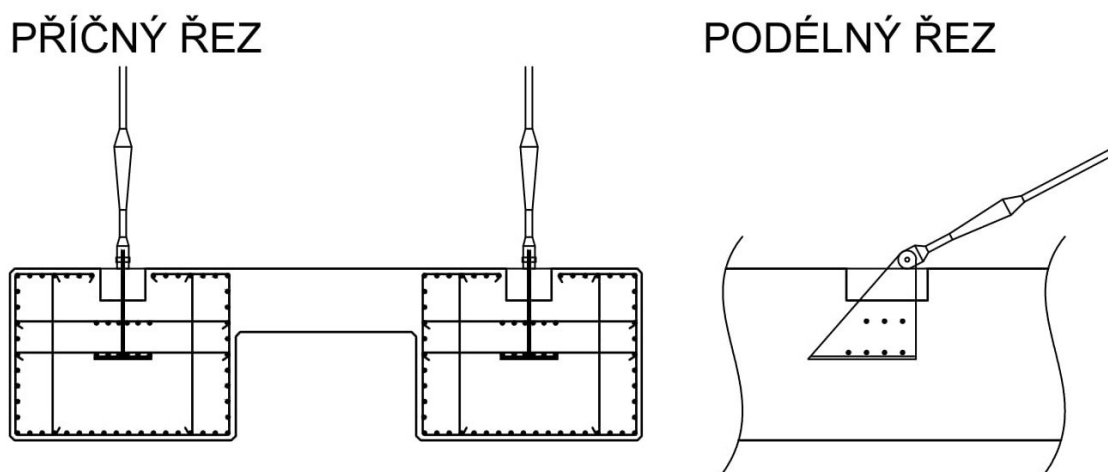
Obrázek 75 - Oblast kotvení a předpínání závěsů

Místo, kde budou ukotveny závěsy do podloží, musí být navrženo pečlivě s ohledem na možnost předpínání těchto závěsných kabelů. Je zde také nutné

bezpečně zachytit velkou vodorovnou sílu vznikající v závěsech během sklápění oblouku.

Betonový kotevní blok je umístěn pod úroveň současného terénu a zakotven do únosného podloží pomocí zemních kotev. V základovém bloku jsou umístěny závěsy pro předpínací pistoli ukotvené pomocí mrtvých kotev. Na těchto závěsech je pomocí převázky upevněna předpínací pistole umožňující napínání a uvolňování závěsných kabelů. Závěsy se během sklápění oblouku opřou o sedla umístěná na mostovce nad opěrou, aby nedošlo k jejich přímému kontaktu s mostovkou. Tato sedla budou tvořena betonovými bloky s ocelovým žlabem pokrytým teflonem pro umožnění snadného prokluzu kabelu přes sedlo.

4.2.3.5 Kotvení závěsů do oblouku



Obrázek 76 - Kotvení závěsů v oblouku

Pro kotvení závěsů do oblouku je navržen přípravek (viz. Obrázek 76), který umožňuje jejich natáčení při sklápění oblouku. Betonářská výztuž v oblasti závěsů bude buď ohnuta a následně stykována, nebo spojena mechanickými objímkovými spojkami.

4.2.3.6 Závěsy

Závěsy mostních konstrukcí jsou tvořeny kabely složenými z jednotlivých předpínacích lan. Tato lana jsou spletená ze sedmi drátů z oceli se jmenovitou pevností v tahu 1770 nebo 1860 MPa a modulem pružnosti 195 GPa. Předpínací lana mohou mít různý průměr (nejčastěji 15,3 a 15,7 mm).



Obrázek 77 - Předpínací lana různých průměrů [23]

Typ	Standardní typ						
	T 15,7 prEN 10138-1 a 3				ASTM A-416-96 0,6 třída 270		
	Jmenovitá průřezová plocha výztuže (mm ²)	Jmenovitá hmotnost (kg/m)	Pevnostní třída F _m 1770 MPa (kN)	Pevnostní třída F _m 1860 MPa (kN)	Jmenovitá průřezová plocha výztuže (mm ²)	Jmenovitá hmotnost (kg/m)	F _m (kN)
1	150	1,17	265	279	140	1,102	260,7
2	300	2,34	530	558	280	2,205	521,4
3	450	3,54	795	837	420	3,306	782
4	600	4,72	1060	1116	560	4,41	1043
7	1050	8,26	1855	1953	980	7,71	1825
9	1350	10,62	2385	2511	1260	9,92	2346
12	1800	14,16	3180	3348	1680	13,22	3128
13	1950	15,34	3445	3627	1820	14,33	3389
19	2850	22,42	5035	5301	2660	20,94	4953
22	3300	25,95	5830	6138	3080	24,24	5735
25	3750	29,50	6625	6975	3500	27,55	6518
27	4050	31,85	7155	7533	3780	29,75	7039
31	4650	36,58	8215	8649	4340	34,16	8082
37	5550	43,66	9805	10323	5180	40,77	9646
55	8250	64,9	14575	15345	7700	60,61	14339

Tabulka 5 - Parametry předpínacích kabelů [24]

Norma	Pevnostní třída (MPa)	Jmenovitý průměr (mm)	Jmenovitá průřezová plocha výztuže (mm ²)	Jmenovitá hmotnost (kg/m)	Zaručená mez pevnosti F_{pk} (kN)	Mez kluzu $F_{p0,1}$ (kN)
prEN 10138-3	1770	12,5	93	0,73	165	145
		12,9	100	0,78	177	156
		15,3	140	1,09	248	218
		15,7	150	1,18	265	234
	1860	12,5	93	0,73	173	152
		12,9	100	0,78	186	164
		15,3	140	1,09	260	229
		15,7	150	1,18	279	246

Tabulka 6 - Parametry předpínacích lan [24]

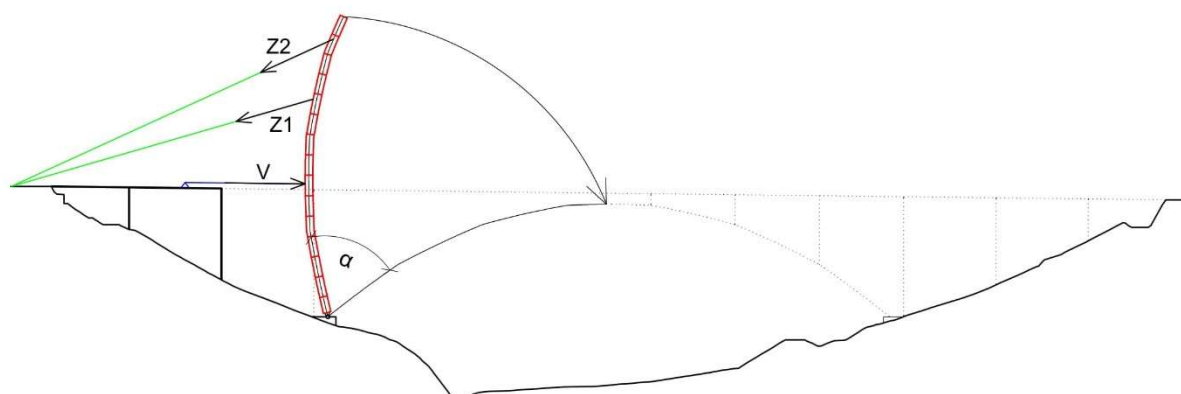
Pro stavbu mostu jsou navrženy závěsy z kabelů tvořených ze 31 předpínacích lan o průměru 15,7 mm s pevnostní třídou 1770 MPa (Y 1770 – S7 – 15,7). Kabely budou ošetřeny antikorozní úpravou a bílým povlakem, pro omezení délkových změn v důsledku tepelné roztažnosti při osvětlení sluncem. Tyto délkové změny by měly nepříznivý vliv na předpětí a udržování polohy konstrukce.

Na konstrukci budou umístěny vždy dva až čtyři závěsy v jedné úrovni, které budou ve výpočetním modelu nahrazeny jedním s odpovídající jmenovitou průřezovou plochou. Předpínací síla v závěsech bude modelována pomocí rovnoměrného ochlazení kabelu.

4.3 Fáze výstavby

Před samotnou výstavbou oblouku budou vybetonovány dva pilíře a první dvě pole mostovky. Na hotovou část mostovky bude umístěn jeřáb, který bude k dispozici po celou dobu výstavby pro překládání bednění, instalaci vzpěr a závěsů a pro další nezbytné úkony týkající se výstavby oblouku. Zároveň na mostovce budou instalovány vodící lišty pro vzpěry, které budou na konstrukci umístěny v pozdější fázi výstavby. Z důvodu přenosu vodorovného zatížení od těchto vzpěr by bylo nutné mostovku kotvit k opěře a posoudit ji na toto namáhání.

Postup výstavby oblouku je rozdělen celkem do 34 fází. Jak bylo zmíněno již v kapitole 4.2.2, samotná betonáž polovin oblouku proběhne ve dvou různých polohách. Polovina oblouku je rozdělena na 15 lamel délky 5,1 m.



Obrázek 78 - Schéma konstrukce během výstavby

Ve fázi F0 bude realizován dočasný kloub v patě oblouku, který bude v této fázi výstavby zajištěn, aby byla umožněna betonáž prvních 8 lamel bez dalšího jištění. Ve fázích F1 – F8 bude probíhat betonování lamel, aby ve fázi F9 mohla být připojena vzpěra V z hotové části mostovky. Po pootočení do nové polohy bude pokračovat betonáž až do fáze F14, kdy bude připojen a předepnut první závěs Z1 tvořený dvěma předpínacími kabely. Po dokončení betonáže čtrnácté lamely budou připojeny a předepnuty dva kabely závěsu Z2 a zároveň postupně uvolněn a odpojen závěs Z1. Ve fázi F21 bude vybetonována poslední 15. lamela a poté začne samotné sklápění oblouku.

Konstrukce bude nejprve pootočena 17° do polohy, ve které budou ve fázi F25 připojeny další dva kabely závěsu Z2 a odpojena provizorní vzpěra V. Ve fázi F30 bude dokončeno otáčení do finální polohy oblouku a v následující fázi F31 bude provedena jeho rektifikace.

Na závěr postupu výstavby oblouku bude provedeno zabetonování provizorních kloubů v patách oblouku ve fázi F32, poté uzavírací spáry ve fázi F33, a nakonec budou ve fázi F34 odpojeny všechny závěsné kabely Z2.

Úhel α znázorňuje pootočení hotové části konstrukce v dané fázi výstavby oproti finální poloze oblouku po jeho dokončení.

Fáze výstavby								
Fáze	Název	Zatížení bedněním	Pata oblouku	Úhel α	Působení			Poznámka
					V	Z1	Z2	
F0	dočasný kloub	NE	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	instalace dočasného kloubu + zajištění
F1	betonáž 1	NE	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 1. lamely
F2	betonáž 2	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 2. lamely
F3	betonáž 3	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 3. lamely
F4	betonáž 4	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 4. lamely
F5	betonáž 5	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 5. lamely
F6	betonáž 6	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 6. lamely
F7	betonáž 7	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 7. lamely
F8	betonáž 8	ANO	vetknutí	55,34°	NE	NE	NE	betonáž 8. lamely
F9	připojení vzpěry	ANO	kloub	55,34°	ANO	NE	NE	připojení vzpěry V, odjištění dočas. kloubu
F10	2. poloha	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	NE	přechod konstrukce do nové polohy
F11	betonáž 9	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	NE	betonáž 9. lamely
F12	betonáž 10	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	NE	betonáž 10. lamely
F13	betonáž 11	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	NE	betonáž 11. lamely
F14	předepnutí 1	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	připojení a předepnutí Z1
F15	betonáž 12	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	betonáž 12. lamely
F16	předepnutí 2	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	dodatečné předepnutí Z1
F17	betonáž 13	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	betonáž 13. lamely
F18	předepnutí 3	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	dodatečné předepnutí Z1
F19	betonáž 14	ANO	kloub	65,03°	ANO	ANO	NE	betonáž 14. lamely
F20	předepnutí 4	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	ANO(2)	připojení a předepnutí Z2 (2x), odpojení Z1
F21	betonáž 15	ANO	kloub	65,03°	ANO	NE	ANO(2)	betonáž 15. lamely
F22	odbednění	NE	kloub	65,03°	ANO	NE	ANO(2)	odstranění bednění
F23	pootočení 1	NE	kloub	55,03°	ANO	NE	ANO(2)	pootočení o 10° (kontrola vn. sil)
F24	pootočení 2	NE	kloub	48,00°	ANO	NE	ANO(2)	pootočení do polohy pro odpojení V
F25	odpojení vzpěry	NE	kloub	48,00°	NE	NE	ANO(4)	připojení a předepnutí Z2 (2x), odpojení V
F26	pootočení 3	NE	kloub	40,00°	NE	NE	ANO(4)	pootočení o 8° (kontrola vn. sil)
F27	pootočení 4	NE	kloub	30,00°	NE	NE	ANO(4)	pootočení o 10° (kontrola vn. sil)
F28	pootočení 5	NE	kloub	20,00°	NE	NE	ANO(4)	pootočení o 10° (kontrola vn. sil)
F29	pootočení 6	NE	kloub	10,00°	NE	NE	ANO(4)	pootočení o 10° (kontrola vn. sil)
F30	pootočení 7	NE	kloub	0,00°	NE	NE	ANO(4)	pootočení do finální polohy
F31	rektifikace	NE	kloub	0,00°	NE	NE	ANO(4)	rektifikace pomocí hydr. válců a závěsů
F32	betonáž 16	NE	kloub	0,00°	NE	NE	ANO(4)	zmonolitnění dočasných kloubů
F33	betonáž 17	NE	vetknutí	0,00°	NE	NE	ANO(4)	zabetonování uzavírací spáry
F34	odpojení závěsů	NE	vetkutí	0,00°	NE	NE	NE	odpojení Z2

Tabulka 7 - Fáze postupu výstavby

4.4 Výpočetní model

Pro analýzu chování konstrukce během výstavby byl vytvořen model v programu SCIA Engineer 18.1.54 – studentská verze. Pro zjištění vnitřních sil a deformací byl použit nelineární výpočet. Jak bylo zmíněno již při předběžném odhadu vnitřních sil v kapitole 4.1.1, program provádí iteraci, přičemž při každém novém kroku počítá vnitřní síly na zdeformované konstrukci.

4.4.1 Zatížení

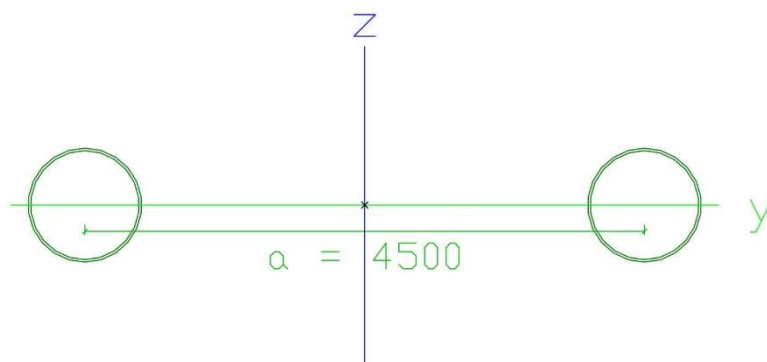
Zatížení konstrukce během výstavby bylo uvažováno vlastní tíhou konstrukce a ve fázích během betonáže byla uvažována také tíha šplhavého bednění kotveného vždy na hotovou lamelu. Hmotnost samotného bednění byla odhadnuta na 10 tun, přičemž záleží, zda by bylo použito bednění překládané pomocí jeřábu, nebo hydraulické samošplhavé bednění.

V praxi by bylo nutné uvažovat také zatížení změnou teploty a větrem, případně mimořádnou situaci při porušení některého závěsu. Tyto účinky jsou pro účel bakalářské práce zanedbány. Pro eliminaci délkových změn závěsů v důsledku změny teploty je navržen bílý ochranný povlak závěsných kabelů.

4.4.2 Vzpěry

Vzpěry pro manipulaci s konstrukcí jsou navrženy jako dvě ocelové trubky kloubově připojené ke konstrukci oblouku i k hydraulickým válcům umístěným na mostovce. Vzhledem k tomu, že nelze zanedbat jejich vlastní tíhu a že při nelineárním výpočtu záleží také na jejich deformaci, byl navržen jejich průřez.

V programu SCIA Engineer byl použit průřez tvořen dvojicí trubek RO914x20 z oceli S 460. Tento průřez byl posouzen v programu IDEA StatiCA 10 Beam, kde byl zatížen maximální silou, kterou musí během výstavby přenést, společně s ohybovým momentem od vlastní tíhy. Průřez vyhověl na kombinaci normálového a ohybového namáhání včetně započítání vzpěru s využitím 66,4 %. Statický výpočet vzpěry zde není uveden, jelikož se jedná pouze o ověření použitelnosti tohoto řešení.



Obrázek 79 - Průřez vzpěry v programu SCIA Engineer

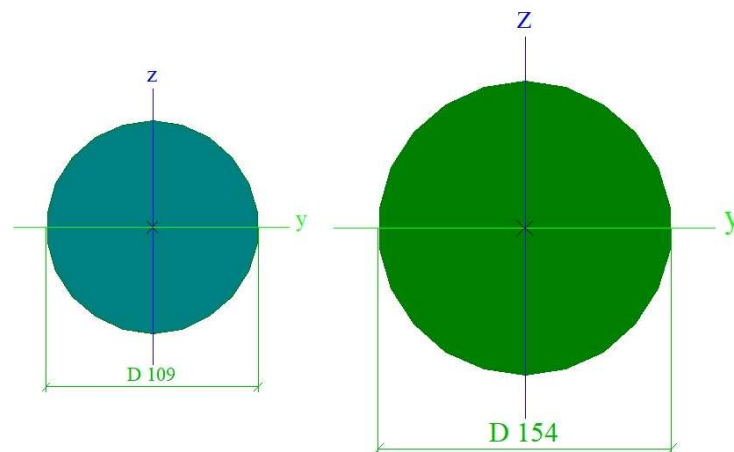
4.4.3 Závěsy

Závěsy byly v programu SCIA Engineer modelovány jako jeden kruhový ocelový průřez o stejné ploše, jako mají ve skutečnosti dva, nebo čtyři závěsy umístěné v jedné úrovni.

Pro vnesení předpětí do závěsů bylo využito rovnoměrného ochlazení závěsu. Takto lze podle vzorců pro tepelnou roztažnost přesně určit, o jakou hodnotu Δt je nutné závěs ochladit pro vnesení konkrétní síly F , či pro jeho přesné zkrácení Δl viz. rovnice 4.1 a 4.2.

$$\Delta t = \frac{F}{\alpha \cdot E \cdot A} \quad (4.1)$$

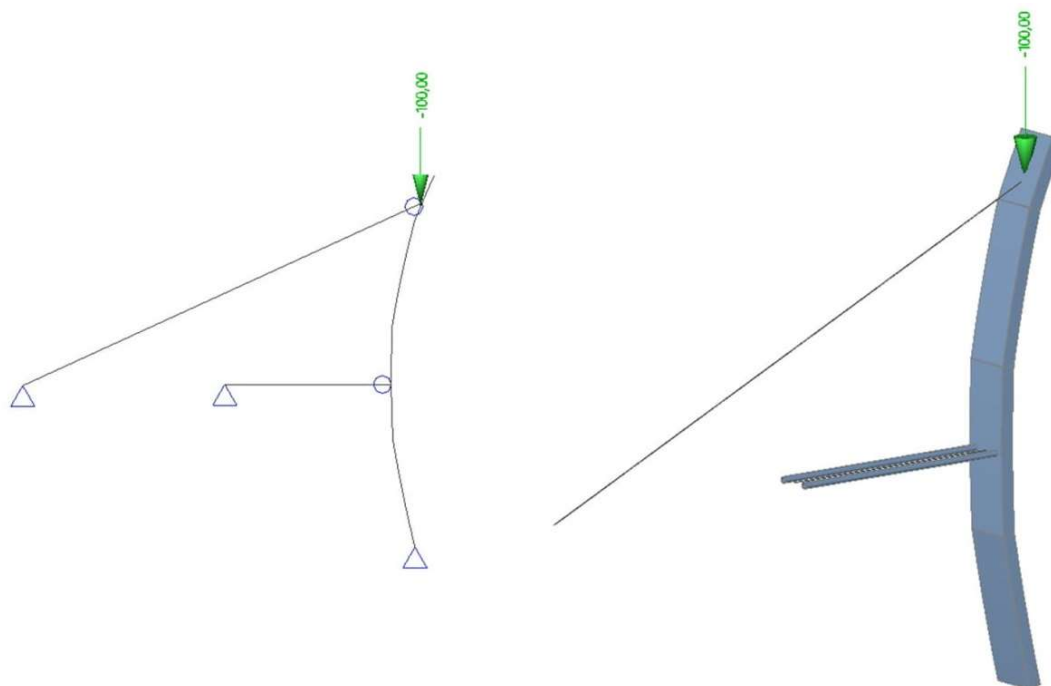
$$\Delta t = \frac{\Delta l}{\alpha \cdot l} \quad (4.2)$$



Obrázek 80 - Průřezy lan v programu SCIA Engineer

4.4.4 Model konstrukce

Konstrukce pro výpočet vnitřních sil a deformací byla vymodelována ve všech uvedených fázích výstavby.



Obrázek 81 - Model konstrukce ve fázi F21

4.5 Návrh předpětí závěsů

Správný návrh předpětí závěsů je důležitý pro co nejlepší omezení deformací a vnitřních sil na konstrukci. Nejprve byly vždy analyzovány deformace a vnitřní síly při nepředepnutých závěsech a na jejich základě bylo navrženo takové předpětí, které je pro konstrukci výhodné. Ve fázích, kdy je v patě oblouku uvažován provizorní kloub, má předpětí vliv na deformaci konstrukce. Lze pomocí něj určit například přesnou sílu v závěsu Z2 ve fázi F30 při pootočení konstrukce do finální polohy, aby byl pohyb konstrukce zastaven ve správné poloze. Ve fázích, kdy je ke konstrukci připojena provizorní vzpěra V je zase možné pomocí předpětí ovlivnit vnitřní síly v konstrukci.

Pro návrh je nejdůležitější skutečná síla působící v závěsech v jednotlivých fázích výstavby. Tato síla bude během výstavby a sklápění řízena pomocí předpínacích pistolí. V Tabulce 7 jsou uvedeny v jednotlivých fázích délky závěsů l , hodnoty ochlazení Δt , příslušné zkrácení závěsu Δl , počet kabelů v závěsu, průměr kabelů, celková síla v závěsu Z , síla připadající na jeden kabel Z' , síla při přetržení kabelu K , napětí v kabelu σ , a síla ve vzpěře V .

Postup předpínání závěsů											
Fáze	Závěs	l [m]	Δt [K]	Δl [mm]	Počet kabelů	plocha kabelu A [mm ²]	Celková síla Z [kN]	Síla v kabelu Z' [kN]	Síla při přetržení K [kN]	Napětí v kabelu σ [MPa]	Síla ve vzpěře V [kN]
F9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10
F10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1177
F11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1369
F12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1532
F13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1654
F14	Z1	79,30	-34	-32	2	4650	802	401	8215	86	2950
F15	Z1	79,30	-34	-32	2	4650	924	462	8215	99	3225
F16	Z1	79,30	-37	-35	2	4650	945	473	8215	102	3259
F17	Z1	79,30	-37	-35	2	4650	1129	565	8215	121	3584
F18	Z1	79,30	-55	-52	2	4650	1268	634	8215	136	3811
F19	Z1	79,30	-55	-52	2	4650	1542	771	8215	166	4213
F20	Z2	88,31	-55	-58	2	4650	1133	567	8215	122	3858
F21	Z2	88,31	-60	-64	2	4650	1479	740	8215	159	4391
F22	Z2	88,31	-60	-64	2	4650	1460	730	8215	157	4360
F23	Z2	98,87	-103	-122	2	4650	2777	1389	8215	299	2366
F24	Z2	105,76	-138	-175	2	4650	3800	1900	8215	409	1039
F25	Z2	105,76	0	0	4	4650	3207	802	8215	172	0
F26	Z2	113,37	-124	-169	4	4650	5442	1361	8215	293	0
F27	Z2	122,00	-190	-278	4	4650	8619	2155	8215	463	0
F28	Z2	129,74	-260	-405	4	4650	12375	3094	8215	665	0
F29	Z2	136,50	-360	-590	4	4650	16961	4240	8215	912	0
F30	Z2	142,29	-489	-835	4	4650	21937	5484	8215	1179	0
F31	Z2	142,29	-46	-79	4	4650	2538	635	8215	136	0
F32	Z2	142,29	-46	-79	4	4650	2361	590	8215	127	0
F33	Z2	142,29	-46	-79	4	4650	2355	589	8215	127	0

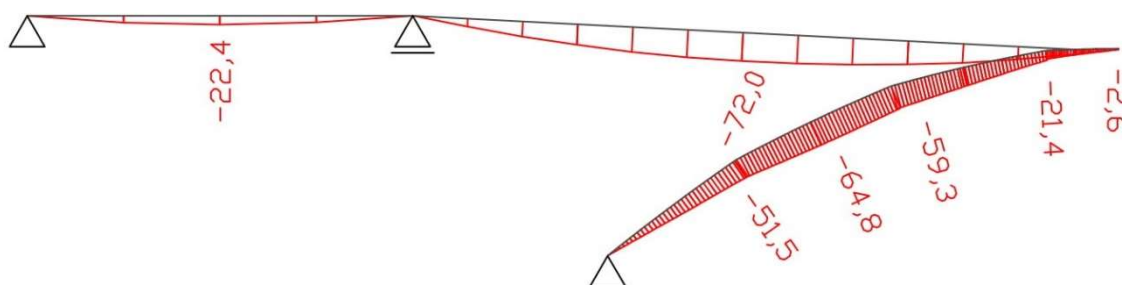
Tabulka 8 - Předpínání a síly v závěsech během výstavby

Během výstavby bude pomocí hydraulických válců kontrolována a regulována také síla ve vzpěrách. Zároveň bude neustále probíhat geodetický monitoring a korekce polohy hotové konstrukce. Tato opatření by měla přispět k tomu, aby namáhání konstrukce během výstavby co nejpřesněji odpovídalo návrhu.

Síly uvedené v Tabulce 7 jsou uvedeny v charakteristických hodnotách. Tyto hodnoty by tedy měly přibližně odpovídat hodnotám naměřeným během výstavby.

4.5.1 Deformace během výstavby

V této kapitole jsou uvedeny svislé deformace konstrukce od navržené střednice ve fázi F30 (po dokončení sklápění poloviny oblouku) a ve fázi F34 (po zabetonování uzavírací spáry a odpojení závěsů).

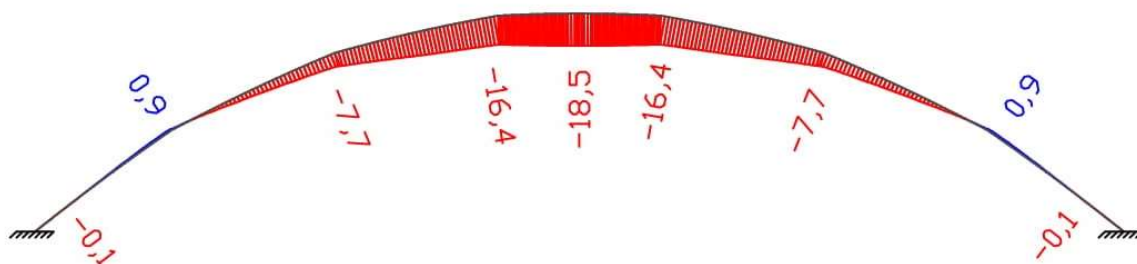


Obrázek 82 - Svislé deformace konstrukce ve fázi F30 [mm]

Jak je patrné z Obrázku 82, svislá deformace na konci poloviny oblouku při dané síle v závěsu Z2 ve fázi F30 je 2,6 mm. Tato přesnost je dostačující, přičemž je předpokládáno, že během rektifikace oblouku by došlo k nadvýšení konstrukce, aby bylo dosaženo co nejlepší přesnosti po dokončení celé konstrukce mostu. Přesnější určování síly v závěsu a snahy o úplné odstranění deformace nyní nejsou důležité, protože u skutečné konstrukce mohou být odchylky v geometrii a vlastní tíze, což způsobí odchylku v této deformaci, potažmo síle v závěsu. Samotné otáčení může být zastaveno podle geodetického měření v přesně požadované poloze, kdy se pravděpodobně bude tato síla nepatrně lišit. Pro účel bakalářské práce je však tato skutečnost zanedbána a vnitřní síly budou určeny s připuštěním výše uvedené deformace.

Maximální průhyb ve střední části konstrukce necelých 65 mm je v montážním stavu považován za přípustný.

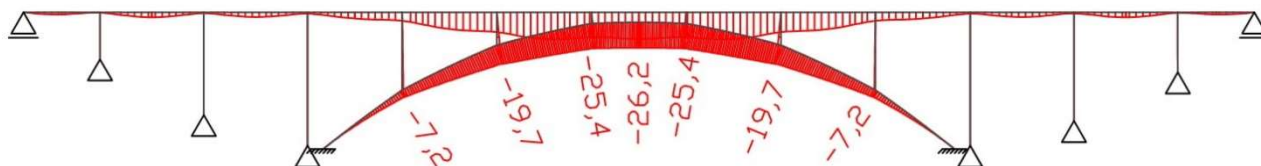
Přestože v závěsu působí velká normálová síla, vykazují kabely stále průhyb přes 70 mm. Pokud by měl být závěsný kabel teoreticky úplně přímý, musela by v něm působit nekonečně velká normálová síla.



Obrázek 83 - Svislé deformace konstrukce ve fázi F34 [mm]

Obrázek 83 zobrazuje svislé deformace od vlastní tíhy konstrukce oblouku po jeho dokončení v případě, že by bylo pomocí rektifikace oblouku před zabetonováním uzavírací spáry dosaženo přesné polohy teoretické střednice a nebylo by provedeno nadvýšení konstrukce. Lze tedy konstatovat, že pro odstranění průhybu od vlastní tíhy oblouku by bylo potřeba při rektifikaci provést nadvýšení 18,5 mm.

Samotná rektifikace oblouku není v rámci této práce podrobně zpracována. Pro odhad nadvýšení jsou však na Obrázku 84 zobrazeny svislé deformace oblouku od vlastní tíhy po dokončení celého mostu.



Obrázek 84 - Svislé deformace po dokončení mostu [mm]

Pokud by pomocí nadvýšení mělo být dosaženo ideálního tvaru střednice při zatížení vlastní tíhou konstrukce, bylo by potřeba při rektifikaci, dosáhnout nadvýšení 26,2 mm.

4.6 Posouzení konstrukce v montážním stavu

Tato kapitola bude věnována posouzení konstrukce oblouku v montážním stavu s uvažováním různého předpínání závěsů během výstavby, bez uvažování nadvýšení při rektifikaci oblouku.

Konstrukce bude v montážním stavu posouzena jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti.

4.6.1 Posouzení na mezní stav únosnosti

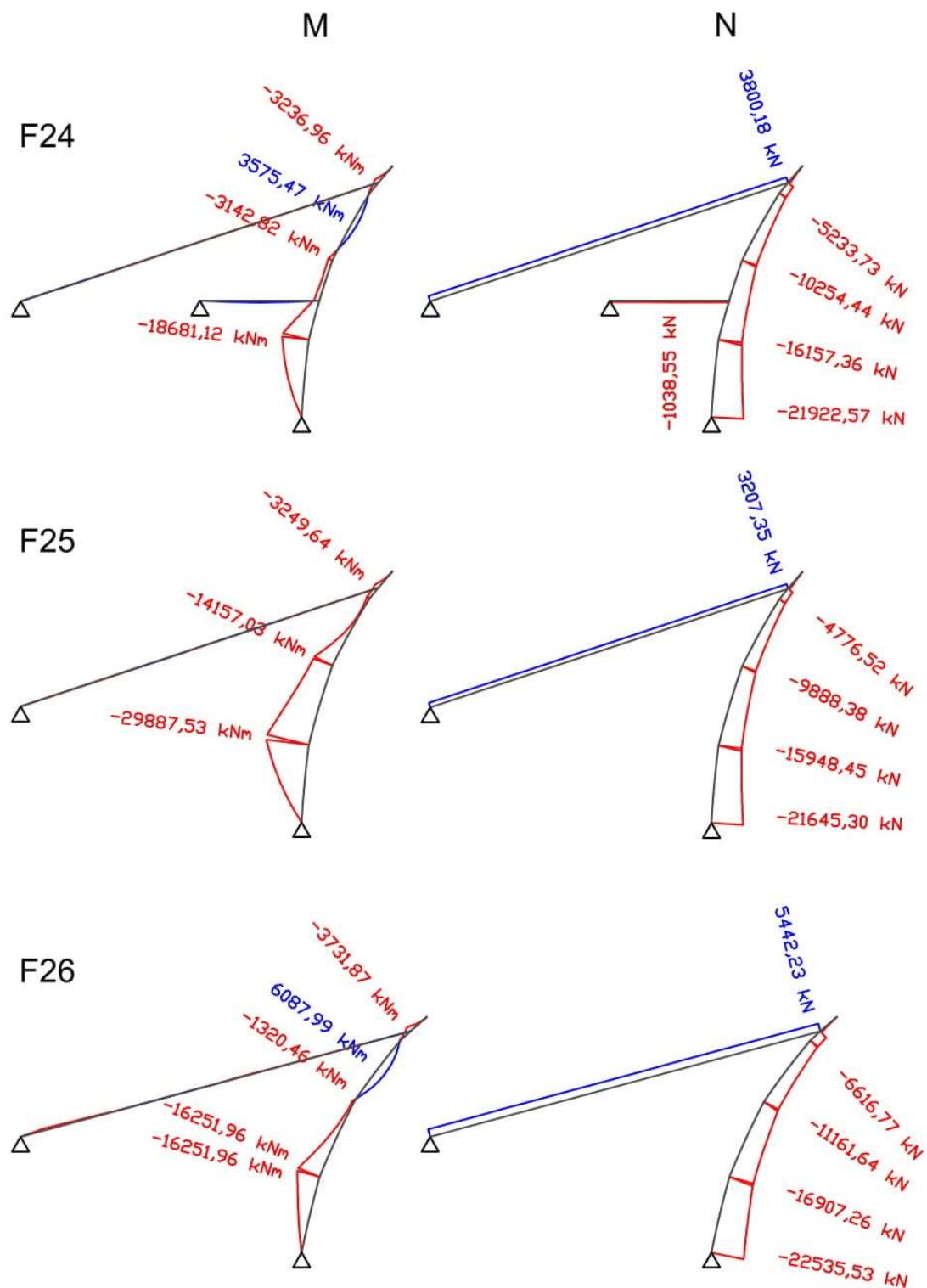
Během analýzy konstrukce byly spočteny vnitřní síly ve všech uvedených fázích výstavby. Při posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti je uvažována pouze fáze výstavby F25 (po odpojení vzpěry V), kdy je na konstrukci vyvozena nejnepříznivější kombinace zatížení. Předpokládá se, že pokud konstrukce vyhoví v této fázi, potom vyhoví i v ostatních fázích výstavby.

Problém této fáze spočívá v tom, že normálová síla způsobená vlastní tíhou, zvětšená o složku, kterou do konstrukce vnese závěs Z2 působí excentricky a způsobuje ohybový moment vyvozující tah na horní straně oblouku. Ve fázích, kdy je připojena vzpěra V je tento moment zmenšen pomocí závěsů a vzpěry. V pozdějších fázích, kdy je konstrukce již více sklopená se excentricita normálové síly postupně přesouvá na druhou stranu neutrální osy, což způsobuje tah naopak na dolní straně oblouku. Závěsné kabely také v těchto fázích vnášejí do konstrukce větší normálovou sílu, která pomáhá tahové napětí v průřezu omezit. Pro představu, jaký rozdíl ve vnitřních silách je mezi fázemi F24, F25 a F26 jsou tyto vnitřní síly od zatížení v charakteristických hodnotách porovnány na Obrázku 85. Z obrázku je také patrné, že zvolený tvar střednice – polygon – způsobuje extrémní hodnoty momentů v místě jejich lomů. Je zřejmé, že tento tvar není během montážního stavu konstrukce příliš výhodný.

Jako stálé zatížení konstrukce byla uvažována její pouze její vlastní tíha. Za proměnné zatížení bylo považováno zatížení bedněním. Jak bylo uvedeno v kapitole 4.4.1, ostatní účinky byly pro účel této práce zanedbány. Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti jsou uvedeny v Tabulce 9.

Kombinace	Stálé zatížení (g)	Bednění (q)
KM1	1,35	0
KM2	1,35	1,5

Tabulka 9 - Kombinace pro posouzení MSÚ



Obrázek 85 - Vnitřní síly ve fázích F24, F25 a F26, charakteristické hodnoty

V Tabulce 10 jsou uvedeny maximální vnitřní síly v návrhových hodnotách vznikající na konstrukci ve fázi výstavby F25 pro obě kombinace. Vzhledem k tomu, že ve fázi 25 na konstrukci již nepůsobí vlastní tíha bednění, jsou tyto vnitřní síly pro obě kombinace stejné. Uveden je ohybový moment, normálová síla v místě maximálního ohybového momentu, maximální normálová síla působící na konstrukci a síla v závěsu.

Kombinace	M_{\max} [kNm]	$N (M_{\max})$ [kN]	N_{\max} [kN]	N (závěs) [kN]
KM1	-40 875	-21 531	-29 218	4 335
KM2	-40 875	-21 531	-29 218	4 335

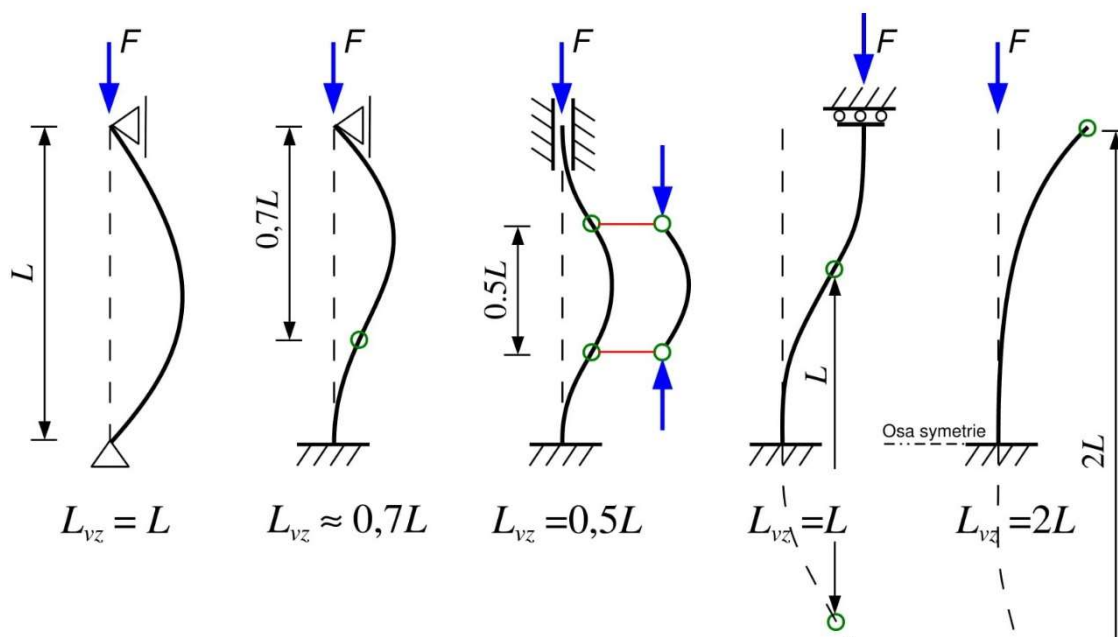
Tabulka 10 - Vnitřní síly pro posouzení MSÚ (montáž)

4.6.1.1 Zohlednění vzpěru

Během montážního stavu nelze uvažovat zabránění vybočení vzpěrami nesoucími mostovku. V důsledku toho překračuje štíhlost konstrukce hodnotu limitní štíhlosti a je tedy nutné uvažovat účinky druhého řádu.

Pro stanovení ohybového momentu druhého řádu je nutné stanovit účinnou délku konstrukce. Účinnou délku nelze v případě této konstrukce určit ze známých tvarů vybočení, jelikož v patě je oblouk podepřen kloubově a pod vrcholem je zavěšen na závěsných kabelech, které fungují jako pružná podpora přenášející pouze tah, což neodpovídá běžným způsobům podepření. Pro účel této práce bude konzervativně uvažována účinná délka l_0 jako dvojnásobek skutečné délky konstrukce, tedy $2 \times 76,5 \text{ m} = 153 \text{ m}$. Tato délka odpovídá případu prutu, který je na jednom konci vetknutý a na druhém konci volný. V praxi by bylo výhodné určit účinnou délku pomocí analýzy vlastních tvarů vybočení konstrukce, kdy účinná délka je vzdálenost inflexních bodů vlastního tvaru vybočení. V těchto inflexních bodech působí nulový ohybový moment.

Účinky druhého řádu byly zahrnuty do posouzení v programu IDEA StatiCa RCS za použití metody jmenovité křivosti dle ČSN EN 1992 – 1 -1, článek 5.8.8. Princip je založen na zjištění excentricity druhého řádu, na které působí normálová síla, což má za následek zvětšení návrhového ohybového momentu.

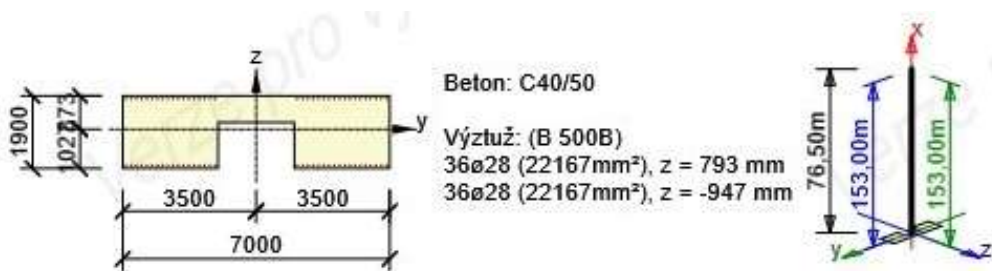


Obrázek 86 - Vzpěrné délky pro známé případy podepření [12]

4.6.1.2 Posudek MSÚ 1

Posouzení průřezu bylo provedeno pomocí programu IDEA StatiCa RCS – studentská verze. Program umožňuje posouzení mezního stavu únosnosti včetně započítání účinků druhého řádu i posouzení mezního stavu použitelnosti a konstrukčních zásad.

Průřez



Obrázek 87 - Průřez-Posudek MSÚ 1

Účinky zatížení

Osa	N_{ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{i,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{1,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-21531,0	-213280,8	-40875,0	-5490,4	-46365,4	-166915,4	-1898	-255	-2153	-7752	-9906
z	-21531,0	58212,7	0,0	5490,4	0,0	58212,7	0	255	0	2704	2704

Tabulka 11 – Účinky zatížení-Posudek MSÚ 1

Štíhlost

Osa	I [m]	I ₀ [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ _{lim} [-]	λ ≤ λ _{lim}
y [⊥]	76,50	153,00	555	0,79	1,06	0,70	0,07	275,80	43,11	II. řádu
z [⊥]	76,50	153,00	2216	0,79	1,06	0,70	0,07	69,05	43,11	II. řádu

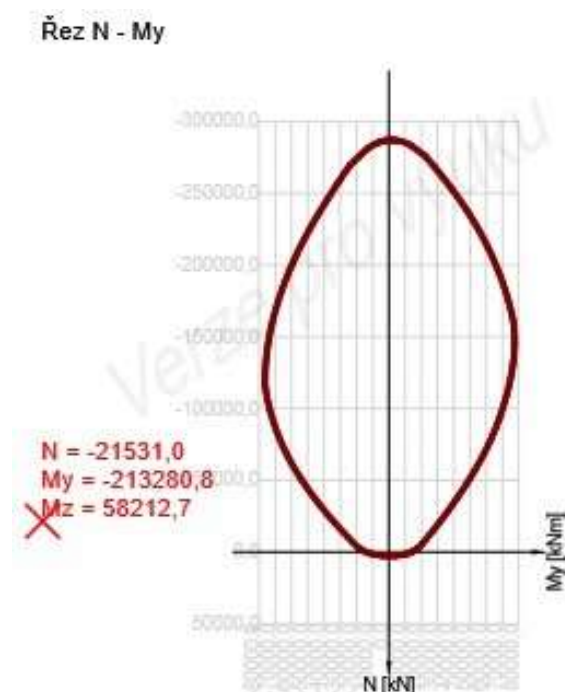
Tabulka 12 - Štíhlost-Posudek MSÚ 1

Únosnost N-M-M

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-21531,0	-213280,8	58212,7	Nu-Mu-Mu	1000,0	100,0	Nevyhovuje

Tabulka 13 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ 1

Interakční diagram



Obrázek 88 - Interakční diagram-Posudek MSÚ 1

Konstrukční zásady

Typ	Hodnota _{vyp}	Hodnota _{mez}	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (2)) [%]	0,41	0,20	49,2	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (3)) [%]	0,41	4,00	10,2	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	110	34	30,6	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	138	350	39,4	OK
Minimální průměr podélné výztuže (9.5.2 (1)) [mm]	28	12	42,9	OK
Minimální počet prutů podélné výztuže (9.5.2 (4))	72	4	5,6	OK

Tabulka 14 - Konstrukční zásady-Posudek MSÚ 1

Z posouzení vyplývá, že průřez na danou kombinaci zatížení **NEVYHOVUJE**. Hlavní nosná výztuž, která byla předběžně navržena v kapitole 3.9 je naprosto nevyhovující.

Velmi nepříznivě se projevují také účinky druhého řádu. Při uvažování účinné délky jako dvojnásobku skutečné délky konstrukce vzniká excentricita druhého řádu 7 752 mm, která způsobuje přídavný ohybový moment 166 915 kNm. Tyto hodnoty jsou pro návrh konstrukce nepřipustně vysoké.

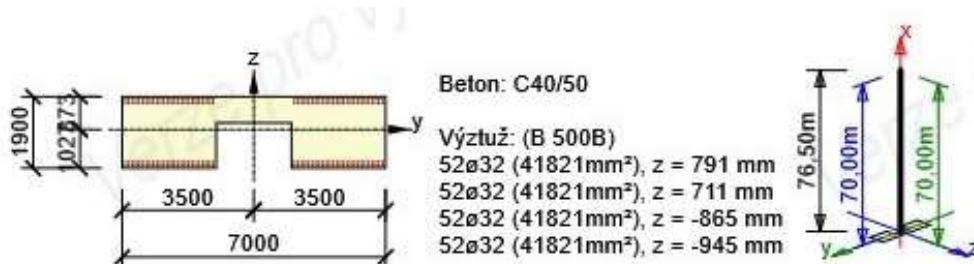
4.6.1.3 Úprava návrhu

Původní návrh výztuže složený z celkem 36 prutů $\varnothing 28$ mm u obou povrchů průřezu se ukázal jako naprosto nedostačující pro zatížení konstrukce v montážním stavu. Návrh výztuže je proto upraven na 104 prutů $\varnothing 32$ mm umístěných ve dvou řadách při obou površích. Rozteč řad je navržena na 80 mm.

Odhad účinné délky l_0 jako dvojnásobek délky skutečné je natolik konzervativní, že v posudku vznikají obrovská namáhání od účinků druhého řádu. Pro účely bakalářské práce bude proto nyní odhad účinné délky upraven na jednonásobek vzdálenosti přípoje závěsů od paty oblouku, tedy 70 m. Tato hodnota není nereálná, protože konstrukce je uložena na jednom konci kloubově a na druhém konci je zajištěna kloubově připojeným závěsem, který funguje jako pružná podpora přenášející pouze tah. Vlastní tvar vybočení by tedy pravděpodobně byl podobný oboustranně kloubově podepřenému prutu. Jak již bylo zmíněno, v praxi by bylo nutné provést podrobnou analýzu vzpěru.

4.6.1.4 Posudek MSÚ 2

Průřez



Obrázek 89 – Průřez-Posudek MSÚ 2

Účinky zatížení

Osa	N_{ed} [kN]	$M_{ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{1,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{1,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-21531,0	-79126,9	-40875,0	-2512,0	-43387,0	-35739,9	-1898	-117	-2015	-1660	-3675
z	-21531,0	0,0	0,0	2512,0	0,0	0,0	0	117	0	0	0

Tabulka 15 – Účinky zatížení-Posudek MSÚ 2

Štíhlost

Osa	I [m]	I_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
y \perp	76,50	70,00	555	0,79	1,22	0,70	0,07	126,18	49,62	II. řádu
z \perp	76,50	70,00	2216	0,79	1,22	0,70	0,07	31,59	49,62	I. řádu

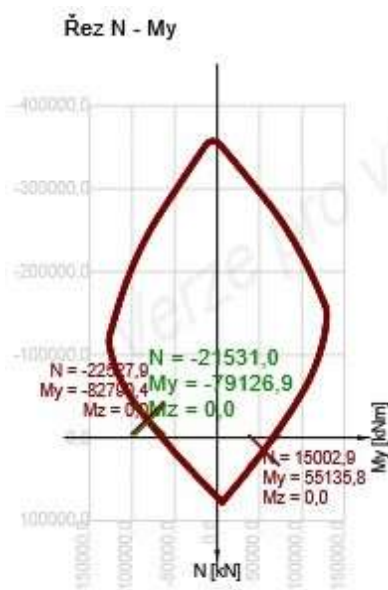
Tabulka 16 - Štíhlost-Posudek MSÚ 2

Únosnost N-M-M

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-21531,0	-79126,9	0,0	Nu-Mu-Mu	95,6	100,0	OK

Tabulka 17 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ 2

Interakční diagram



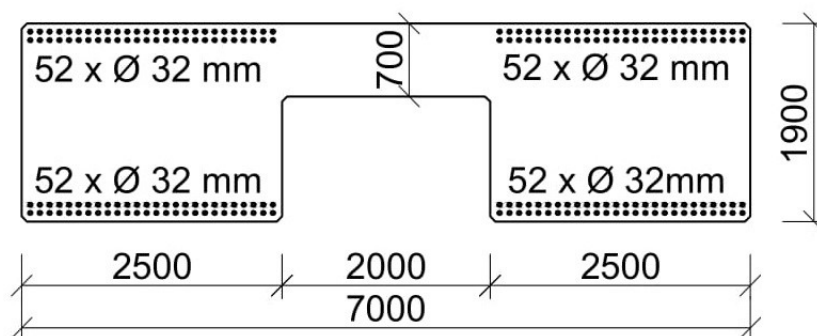
Obrázek 90 - Interakční diagram-Posudek MSÚ 2

Konstrukční zásady

Typ	Hodnota _{vyp}	Hodnota _{mez}	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (2)) [%]	1,53	0,20	13,0	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (3)) [%]	1,53	4,00	38,4	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	48	38	80,0	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	93,4	350	27,0	OK
Minimální průměr podélné výztuže (9.5.2 (1)) [mm]	32	12	37,5	OK
Minimální počet prutů podélné výztuže (9.5.2 (4))	208	4	1,9	OK

Tabulka 18 - Konstrukční zásady-Posudek MSÚ 2

Po úpravě návrhu výztuže a uvažované účinné délky lze konstatovat, že navržený průřez a navržená výztuž $104 \times \varnothing 32$ mm při obou površích **VYHOVÍ** včetně zahrnutí účinků druhého řádu. Průřez se v nejnepříznivější kombinaci dostává až na pokraj únosnosti (využití 95,6 %), což je však v montážním stavu přípustná hodnota. Návrh vyhoví i na splnění konstrukčních zásad.



Obrázek 91 - Upravený návrh hlavní nosné výztuže

4.6.2 Posouzení na mezní stav použitelnosti

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti v montážním stavu bylo uvažováno pouze se stálým zatížením vlastní tíhou a zatížením od vlastní tíhy bednění v charakteristických hodnotách pro mezní stav omezení napětí i mezní stav omezení šířky trhlin. Dle ČSN EN 1992–1-1, článek 5.2 (3) nejsou pro mezní stav použitelnosti uvažovány geometrické imperfekce.

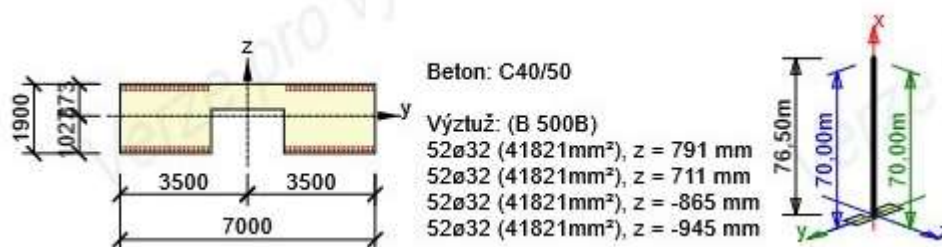
Posouzení mezního stavu použitelnosti je provedeno opět pouze pro nejvíce namáhaný průřez v nejnepříznivější fázi výstavby. Jedná se o fázi F25 stejně jako u posouzení pro mezní stav únosnosti. Vnitřní síly použité pro posouzení jsou uvedeny v Tabulce 19.

Kombinace	M_{\max} [kNm]	$N (M_{\max})$ [kN]	N_{\max} [kN]	N (závěs) [kN]
KMP1	-29 888	-15 948	-21 645	3 207

Tabulka 19 - Vnitřní síly pro posouzení MSP (montáž)

4.6.2.1 Posudek MSP

Průřez



Obrázek 92 - Průřez-Posudek MSP

Účinky zatížení

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Charakteristická	-15948,0	0,0	0,0	0,0	-29888,0	0,0

Tabulka 20 - Účinky zatížení-Posudek MSP

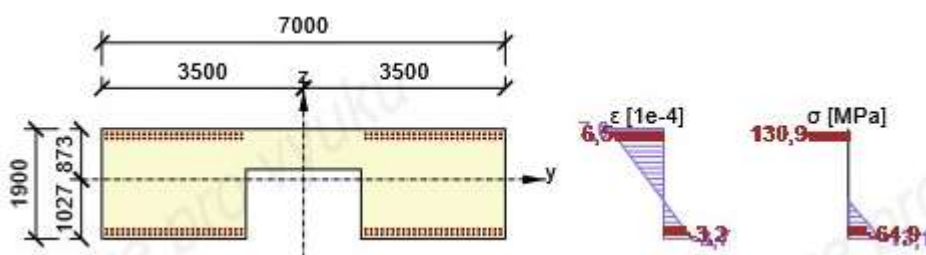
Omezení napětí

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Char	Vlákno betonu	1	-13,1	-18,0	72,6	100,0	OK

Tabulka 21 - Omezení napětí (beton)-Posudek MSP

Typ posudku	Vložka	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
Char	37	1080	791	-15948,0	-29888,0	0,0	130,9	400,0	32,7	OK

Tabulka 22 - Omezení napětí (výztuž)-Posudek MSP



Obrázek 93 - Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu-Posudek MSP

Šířka trhlin

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Char	-15948,0	-29888,0	0,0	0,111	0,300	37,1	100,0	OK

Tabulka 23 - Omezení šířky trhlin-Posudek MSP

Mezivýsledky pro výpočet šířky trhlin

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
658	301	1779	210887	83642	0,04

Tabulka 24 - Mezivýsledky pro výpočet šířky trhlin-Posudek MSP

Posuzovaný průřez a návrh výztuže **VYHOVÍ** v montážním stavu na mezní stav omezení napětí i na mezní stav omezení šířky trhlin. Trhliny však v průřezu vznikají v důsledku překročení tahové pevnosti betonu. Program při posuzování mezního stavu omezení napětí s touto skutečností počítá a vyloučil proto působení betonu v tahu. Jelikož k danému namáhání dojde při sklápění oblouku pouze na krátkou chvíli, jsou účinky zatížení uvažovány jako krátkodobé. Předpokládá se, že po dokončení sklápění dojde k uzavření těchto trhlin, což bude ověřeno posudkem mezního stavu použitelnosti v provozním stavu konstrukce.

4.6.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti v provozním stavu

Při předběžném návrhu výztuže v kapitole 3.9 nebyla konstrukce posouzena na mezní stav použitelnosti. Bylo předpokládáno, že během návrhu postupu výstavby bude nutné vyztužení průřezu upravit, což se nyní potvrdilo.

4.6.3.1 Kombinace pro posouzení MSP

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti bude použita charakteristická a kvazistálá kombinace zatížení. Hodnoty kombinačních součinitelů ψ_0 a ψ_2 jsou uvedeny v Tabulce 25.

Zatížení	ψ_0	ψ_2
Teplota	0,60	0,50
Staveništní	1,00	1,00
Doprava UDL	0,40	0,00
Doprava TS	0,75	0,00

Tabulka 25 - Hodnoty součinitelů ψ_0 a ψ_2 pro jednotlivá zatížení

Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Kombinace	Stálé (g+g ₀)	Teplota (t)	Staveništní zatížení (g _{ca})	zatížení dopravou LM1	
				UDL (q _d)	TS (Q _d)
KP1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
KP2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
KP3	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00
KP4	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00
KP5	1,00	0,60	0,00	1,00	1,00
KP6	1,00	1,00	0,00	0,40	0,75
KP7	1,00	0,00	0,00	1,00	1,00

Tabulka 26 - Součinitele zatížení pro charakteristickou kombinaci v MSP

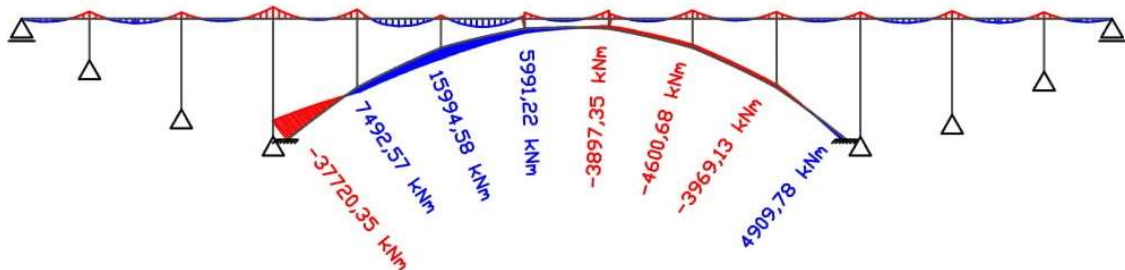
Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

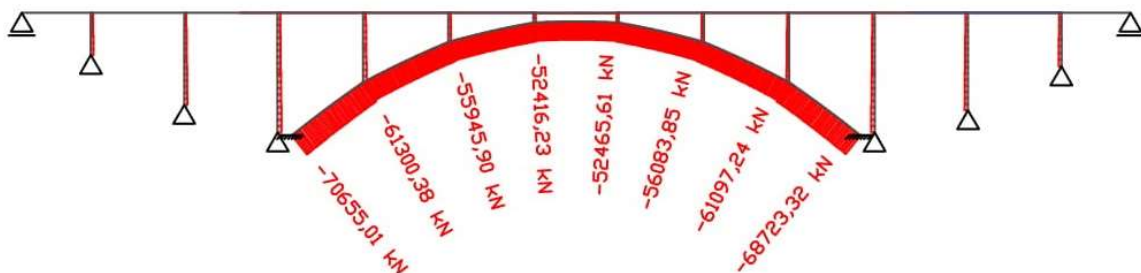
Kombinace	Stálé (g+g ₀)	Teplota (t)	Staveništní zatížení (g _{ca})	zatížení dopravou LM1	
				UDL (q _d)	TS (Q _d)
KP8	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
KP9	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
KP10	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00
KP11	1,00	0,50	1,00	0,00	0,00

Tabulka 27 - Součinitele zatížení pro kvazistálou kombinaci v MSP

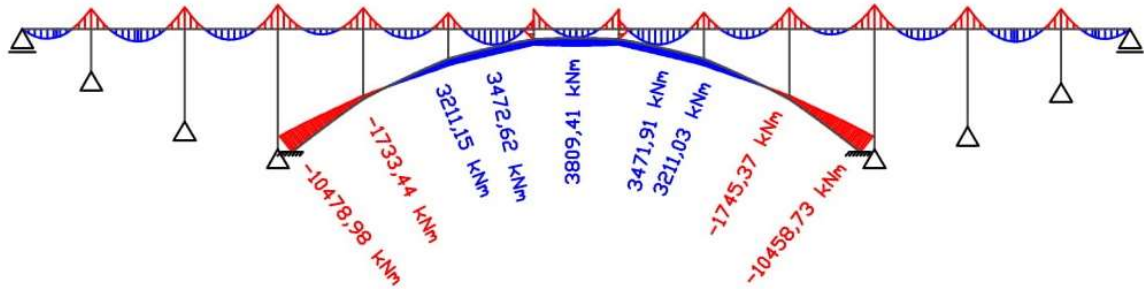
4.6.3.2 Vnitřní síly pro posouzení MSP



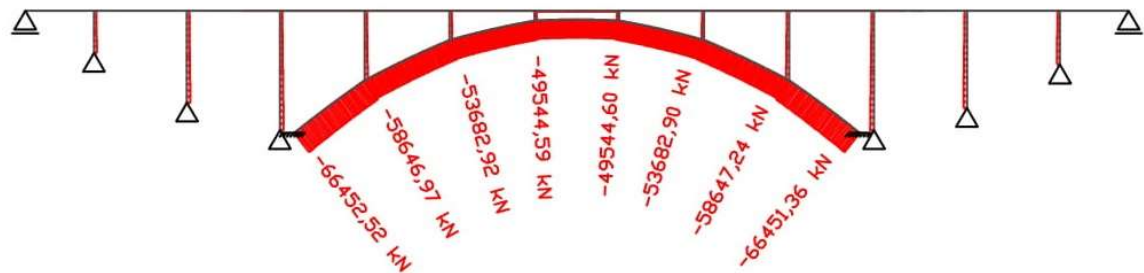
Obrázek 94 - Ohybové momenty-Charakteristická kombinace (KP5)



Obrázek 95 - Normálové síly-Charakteristická kombinace (KP5)



Obrázek 96 - Ohybové momenty-Kvazistálá kombinace (KP9)

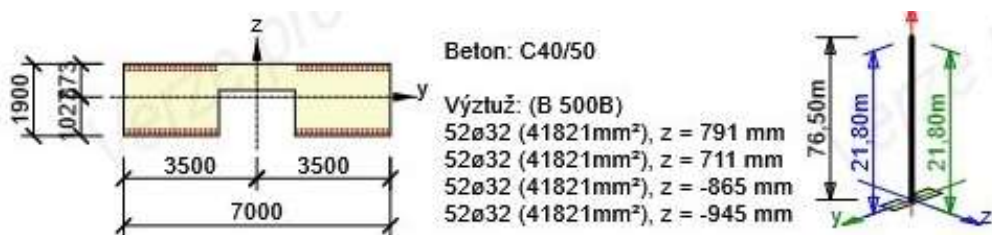


Obrázek 97 - Normálové síly-Kvazistálá kombinace (KP9)

Na základě obálek vnitřních sil všech uvedených kombinací byly zjištěny nejnepříznivější kombinace zatížení a pro ně vykresleny výše uvedené vnitřní síly. V případě charakteristické kombinace se jedná o kombinaci KP5, při které působí minimální teplota a zatížení od dopravy v nejnepříznivější poloze. Pro kvazistálou kombinaci se jedná o KP9, kdy působí na konstrukci kromě vlastní tíhy pouze minimální teplota.

4.6.3.3 Posudek MSP-provoz

Průřez



Obrázek 98 - Průřez-Posudek MSP-provoz

Účinky zatížení

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-95184,0	0,0	0,0	0,0	-51950,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-70655,0	0,0	0,0	0,0	-37720,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-66453,0	0,0	0,0	0,0	-10479,0	0,0

Tabulka 28 - Účinky zatížení-Posudek MSP-provoz

Omezení napětí

Typ posudku	Vlákno	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	6	3500	-1027	-70655,0	-37720,0	0,0	-15,5	-24,0	64,6	OK
7.2(3)-Quasi	6	3500	-1027	-66453,0	-10479,0	0,0	-8,2	-18,0	45,5	OK

Tabulka 29 - Omezení napětí (beton, krátkodobé účinky) - Posudek MSP-provoz

Typ posudku	Vlákno	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	1	-3500	-1027	-70655,0	-37720,0	0,0	-13,0	-24,0	54,2	OK
7.2(3)-Quasi	6	3500	-1027	-66453,0	-10479,0	0,0	-7,1	-18,0	39,3	OK

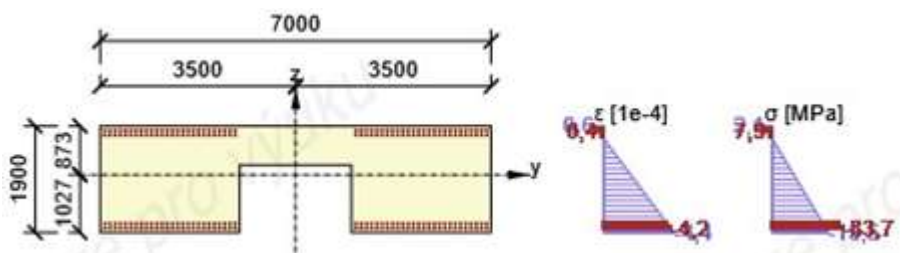
Tabulka 30 - Omezení napětí (beton, dlouhodobé účinky) - Posudek MSP-provoz

Typ posudku	Vložka	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	55	-3420	791	-70655,0	-37720,0	0,0	7,9	400,0	2,0	OK

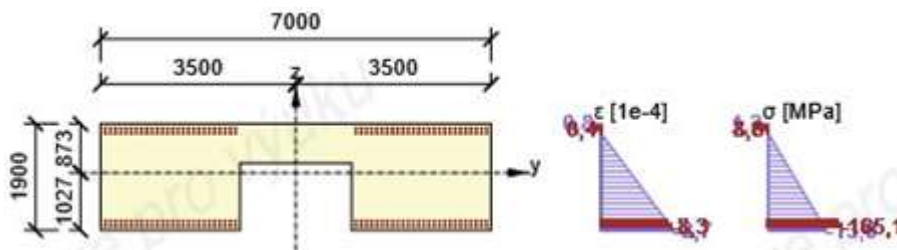
Tabulka 31 - Omezení napětí (výztuž, krátkodobé účinky) - Posudek MSP-provoz

Typ posudku	Vložka	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	37	1080	791	-70655,0	-37720,0	0,0	8,8	400,0	2,2	OK

Tabulka 32 - Omezení napětí (výztuž, dlouhodobé účinky) - Posudek MSP-provoz



Obrázek 99 – Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu (krátkod. účinky) – MSP-provoz



Obrázek 100 - Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu (dlouhod. účinky) – MSP-provoz

Šířka trhlin

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-66453,0	-10479,0	0,0	0,000	0,300	0,0	100,0	OK

Tabulka 33 - Omezení šířky trhlin (krátkod. účinky) - Posudek MSP-provoz

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-66453,0	-10479,0	0,0	0,000	0,300	0,0	100,0	OK

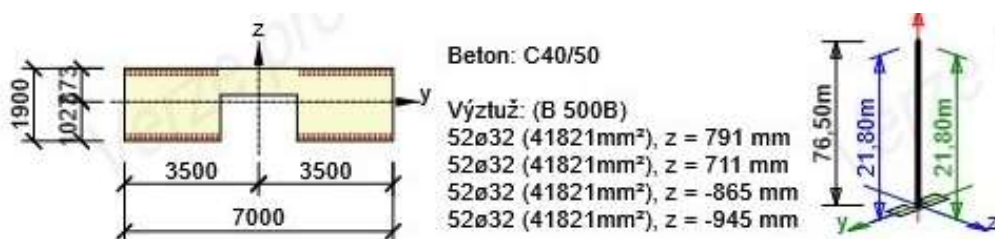
Tabulka 34 - Omezení šířky trhlin (dlouhod. účinky) - Posudek MSP-provoz

Posuzovaný průřez a návrh výztuže **VYHOVÍ** v provozním stavu na mezní stav omezení napětí i na mezní stav omezení šířky trhlin. Jelikož v nejvíc tažených vláknech průřezu není překročena mezní tahová pevnost betonu pro krátkodobé, ani dlouhodobé účinky, trhliny v průřezu nevznikají. Protože je v nejvíce tažených vláknech průřezu tahové napětí velmi malé, dojde k částečnému uzavření trhlin vzniklých během montážního stavu konstrukce.

4.6.3.4 Posudek MSÚ-provoz

Protože došlo během návrhu k úpravě vyztužení průřezu, bude znovu ověřen také mezní stav únosnosti.

Průřez



Obrázek 101 - Průřez-Posudek MSÚ-provoz

Účinky zatížení

Osa	N_{ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{1,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{1,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-95184,0	-76686,2	-51950,0	-3458,4	-55408,4	-21277,9	-546	-36	-582	-224	-806
z	-95184,0	0,0	0,0	3458,4	0,0	0,0	0	36	0	0	0

Tabulka 35 - Účinky zatížení-Posudek MSÚ-provoz

Štíhlost

Osa	I [m]	I_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
y^\perp	76,50	21,80	555	0,79	1,22	0,70	0,33	39,30	23,60	II. řádu
z^\perp	76,50	21,80	2216	0,79	1,22	0,70	0,33	9,84	23,60	I. řádu

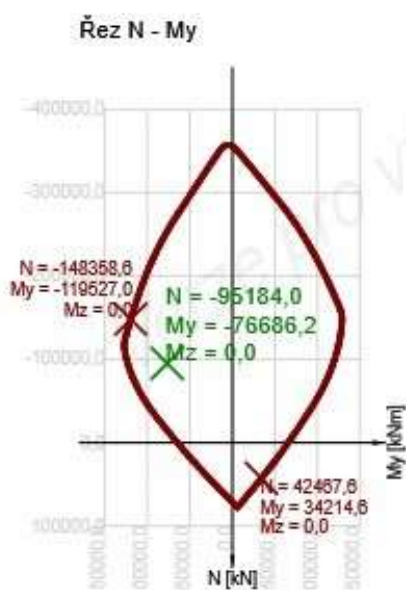
Tabulka 36 - Štíhlost-Posudek MSÚ-provoz

Únosnost N-M-M

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-95184,0	-76686,2	0,0	Nu-Mu-Mu	64,2	100,0	OK

Tabulka 37 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ-provoz

Interakční diagram



Obrázek 102 - Interakční diagram-Posudek MSÚ-provoz

Navržený průřez a výztuž na mezní stav únosnosti v provozním stavu konstrukce **VYHOVÍ**. Konstrukční zásady byly posouzeny již při posudku v montážním stavu se závěrem, že vyhoví. Posudek v programu IDEA StatiCa RCS byl proveden pro celý průřez. Oproti zjednodušení při návrhu v kapitole 3.9, kdy bylo uvažováno pouze jedno žebro oblouku, došlo k určitým odchylkám v posudku. Ty jsou dány například tím, že při uvažování celého průřezu je jeho těžiště posunuto více k horním vláknům, což má vliv na průřezové charakteristiky.

Při posudku v programu IDEA StatiCa RCS byla konstrukce vyhodnocena jako štíhlá, a proto byly zahrnuty také účinky druhého řádu. Navržená výztuž proto není pro provozní stav tak předimenzovaná, jak by se mohlo na první pohled zdát.

4.7 Závěr

Po úpravě vyztužení navržený průřez oblouku vyhoví na mezní stav únosnosti i na mezní stav použitelnosti jak pro montážní stav, tak pro provozní stav konstrukce. Průřez však musel být kvůli montážnímu stavu vyztužen o dost více, než by bylo nutné pro provozní stav. Z posudku 4.6.3.4 vyplývá, že využití průřezu v mezním stavu únosnosti v provozním stavu je 64,2 %. Oproti tomu při sklápění je jeho využití 95,6 %. Kvůli technologii výstavby je tedy v průřezu zhruba o třetinu více výztuže, než by bylo nutné pro provozní stav.

Velký vliv na návrh výztuže pro montážní stav mají účinky druhého řádu. Pokud by byla provedena podrobnější analýza vzpěru a přesně určena účinná délka konstrukce, mohlo by být možné provést úspornější návrh.

Pro posouzení konstrukce v montážním stavu bylo uvažováno stáří betonu 28 dní, jelikož byla posuzována fáze F25 – během sklápění. Platí tedy předpoklad, že sklápění konstrukce by probíhalo až po nabytí plné pevnosti betonu. V praxi by však bylo nutné posoudit také fáze výstavby při betonáži ve svislé poloze, kdy by bylo do konstrukce zatížení vnášeno výrazně dříve. Bylo by také vhodné provést časově závislou analýzu, zohledňující smršťování a dotvarování betonu. Tento postup by umožnil přesněji určit výsledné deformace konstrukce a také například nadvýšení oblouku, aby bylo dosaženo co největší přesnosti výsledné střednice oblouku.

Během výstavby dochází u konstrukce ke střídání tahového a tlakového namáhání v horních a dolních vláknech průřezu, což není pro konstrukci vhodné, avšak nelze se mu vyhnout ani při jiných metodách jako je například letmá betonáž.

V rámci této práce není proveden návrh smykové výztuže, protože účinky smyku jsou zanedbatelné oproti ohybovým a normálovým účinkům zatížení. Ve skutečnosti by byly doplněny třmínky, konstrukční výztuž a výztuž desky spojující žebra oblouku.

5 Závěr práce

V úvodu této bakalářské práce byla provedena rešerše na téma obloukových mostů, ve které byla shrnuta historie obloukových mostů, důvody k návrhu oblouků, typy obloukových mostů, princip působení a návrhu oblouků a metody výstavby obloukových mostů. Tato rešerše sloužila jako teoretický základ pro další části práce.

Následující část bakalářské práce byla věnována návrhu vhodného řešení přemostění Oparenského údolí s ohledem na místo, způsob výstavby a účel přemostění. Byly zpracovány čtyři různé varianty včetně mostů s jinou než obloukovou hlavní nosnou konstrukcí. Jako nejvhodnější byla zvolena varianta obloukového mostu s mostovkou z prefabrikovaných nosníků.

Po zvolení konstrukčního řešení mostu byl proveden návrh oblouku, který spočíval především ve volbě vhodného tvaru střednice. Byly rozpracovány čtyři varianty, ze kterých byl vybrán tvar polygonu, který se nejvíc blíží tvaru tlakové čáry od zatížení vlastní tíhou. Tato volba je akceptovatelná pro účel bakalářské práce, ve skutečnosti by však bylo náročné bednění konstrukce v místech zalomení střednice. Byl proveden také zjednodušený návrh a posouzení výztuže oblouku.

Hlavním cílem této práce byl návrh výstavby oblouku, který byl proveden v další části. Jako metoda výstavby bylo zvoleno sklápění polovin oblouku vybetonovaných ve svislé poloze. Tato ne příliš obvyklá metoda se ukázala jako proveditelná, avšak během fází výstavby byla konstrukce velmi nepříznivě namáhána, což vedlo k nutnosti většího vyztužení. Částečně se tak ztratila výhoda obloukového působení v provozním stavu konstrukce.

V rámci této práce bylo také provedeno detailní posouzení hlavního konstrukčního prvku mostu, kterým je právě oblouk. Vzhledem k rozsahu práce již nebyl prováděn detailní návrh a posouzení ostatních prvků jako jsou vzpěry, pilíře a mostovka.

Seznam použitých zdrojů:

Publikace

- [1] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty obloukové: mosty pro zvláštní účely*. 3. přeprac. vyd. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1962.
- [2] LIN, Weiwei a Teruhiko YODA. *Bridge engineering: classifications, design loading, and analysis methods*. Oxford, UK: Butterworth-Heinemann, 2017. ISBN 9780128044322;0128044322;.
- [3] ŠAFÁŘ, Roman a České vysoké učení technické v Praze. Stavební fakulta. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 9788001055434;8001055434;.
- [4] ŠAFÁŘ, Roman a České vysoké učení technické v Praze. Stavební fakulta. *Betonové mosty 2: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů : cvičení*. Vyd. 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 8001044335;9788001044339;.
- [5] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství techn. lit., 1988, 498.

Normy

- [6] *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [7] *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [8] *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [9] *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2015.

Internetové zdroje

- [10] POKORNÝ, Jiří a Vladimír SUCHÁNEK. *Betonové mosty II* [online]. [cit. 2019-03-06]. Dostupné z: http://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Betonove_mosty_2.pdf
- [11] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty II: Technologie výstavby mostů* [online]. Brno, 2007 [cit. 2019-03-07]. Dostupné z: [http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20\(KON\)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20(KON)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf).

- [12] ŠMILAUER, Vít. *Přednáška 05* [online]. 2011 [cit. 2019-05-21]. Dostupné z: https://mech.fsv.cvut.cz/homeworks/student/PRA/PP_prednaska_05_vzper.pdf
- [13] *Wikipedie: Otevřená encyklopedie*: "List of tallest bridges." [online]. c2019 [citováno 3. 03. 2019]. Dostupný z WWW: <https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_tallest_bridges&oldid=881059547>
- [14] *Wikipedie: Otevřená encyklopedie*: "List of highest bridges." [online]. c2019 [citováno 3. 03. 2019]. Dostupný z WWW: <https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_highest_bridges&oldid=882419994>
- [15] *Wikipedie: Otevřená encyklopedie*: "List of longest bridges." [online]. c2019 [citováno 3. 03. 2019]. Dostupný z WWW: <https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=List_of_longest_bridges&oldid=885112593>
- [16] *Atlas Obscura* [online]. [cit. 2019-03-04]. Dostupné z: <https://www.atlasobscura.com/places/arkadiko-bridge>
- [17] *Návrh betonového obloukového mostu s uvážením technologie výstavby* [online]. 2018 [cit. 2019-03-06]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/bitstream/handle/10467/74287/F1-DP-2018-Strobl-David-Obloukove%20mosty%20-%20diplomka%20%28se%20zadanim%29.pdf?sequence=-1&isAllowed=y>. Diplomová práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební.
- [18] *Bechyňská dráha, most v Bechyni*. Digitální archiv Šechtl a Voseček [online]. [cit. 2019-03-07]. Dostupné z: <https://sechtl-vosecek.ucw.cz/cml/fotografie/foto0709.jpg>
- [19] *Tecozam grupo empresarial* [online]. [cit. 2019-03-08]. Dostupné z: <http://www.tecozam.com/es/tecozam-comienza-los-trabajos-de-cierre-de-la-clave-del-arco-del-viaducto-del-tajo-n1>
- [20] kolektiv autorů Pontex, s.r.o., Metrostav a.s. *Obloukový most přes Oparenské údolí a komplikace před jeho dokončením*. Časopis stavebnictví [online]. [cit. 2019-03-08]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/obloukovy-most-pres-oparenske-udoli-a-komplikace-pred-jeho-dokonceni_N3779
- [21] *Region České Švýcarsko* [online]. [cit. 2019-03-19]. Dostupné z: https://ceske-svycarsko.webnode.cz/_files/200061268-6daa96f9e9/prav%C4%8DICK%C3%A1%20BR%C3%A1na.jpg
- [22] *Schützenverein Maierhöfen-Riedholz 1863 e.V.* [online]. [cit. 2019-05-02]. Dostupné z: <http://www.maierhoefen1.de/chronik.html>

- [23] *Cordón de acero revestido*. ALRECO [online]. [cit. 2019-05-13]. Dostupné z: <http://www.alreco.es/cordon-de-acero-pretensado/>
- [24] *Předpínací systém Freyssinet* [online]. [cit. 2019-05-13]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [25] LI, Wenwu, Cailiang HUANG a Chunyan TANG. *Negative Angle Vertical Rotating Construction Method of Reinforced Concrete Arch Bridge* [online]. In: . 2018, s. 558-562 [cit. 2019-05-23]. DOI: 10.2749/222137917X14881937844847. Dostupné z: <https://doi.org/10.2749/222137917X14881937844847>

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Pravčická brána [21]	10
Obrázek 2 - Most Arkadiko [16]	11
Obrázek 3 - Dělení mostů dle polohy mostovky.....	12
Obrázek 4 - Střednice a výslednice vnitřních sil [10].....	13
Obrázek 5 - Oblouky z hlediska statického působení:	13
Obrázek 6 - Tvary příčných řezů oblouků [10]	15
Obrázek 7 - Střednice oblouku podle Chambauda [5]	16
Obrázek 8 - Statická rektifikace oblouků.....	18
Obrázek 9 - Základní typy skruží	19
Obrázek 10 - Skruž pro stavbu mostu v Bechyni [18]	20
Obrázek 11 - Letmá betonáž s vyvěšováním-schéma [11]	21
Obrázek 12 - Letmá betonáž mostu Viaducto del Tajo [19]	21
Obrázek 13 - Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku-schéma [11].....	22
Obrázek 14 - Sklápění oblouku-schéma [11].....	23
Obrázek 15 - Sklápění oblouku [11]	23
Obrázek 16 - Katastrální mapa.....	25
Obrázek 17 – Letecký pohled na zájmové území	25
Obrázek 18 - Situace širších vztahů	26
Obrázek 19 - Letmá betonáž oblouku [20].....	27
Obrázek 20 - Podélný řez mostem s dočasným zavěšením [20].....	27
Obrázek 21 - Hotový most přes Oparenské údolí [20]	28
Obrázek 22 - Varianta I-podélný řez.....	29
Obrázek 23 - Varianta I-příčný řez.....	29
Obrázek 24 - Varianta II-podélný řez.....	30
Obrázek 25 - Varianta II-příčný řez.....	31
Obrázek 26 - Varianta III-příčný řez.....	32
Obrázek 27 - Návrh příčných řezů hlavních prvků	37
Obrázek 28 - Schéma zatížení LM1 [4]	39
Obrázek 29- Zatížení prostého nosníku pro určení ideální střednice – charakteristické hodnoty	40
Obrázek 30 - Průběh ohybového momentu od stálého zatížení na prostém nosníku.....	41
Obrázek 31 - Porovnání různých tvarů střednic.....	42
Obrázek 32 - Model paraboly 4. stupně se zatížením v programu SCIA Engineer.....	43
Obrázek 33 - Ohybové momenty-polygon	44
Obrázek 34 - Ohybové momenty-parabola 4. stupně	44
Obrázek 35 - Ohybové momenty-parabola 3. stupně	44
Obrázek 36 - Ohybové momenty-parabola 2. stupně	45
Obrázek 37 - Normálová síla-polygon	46
Obrázek 38 - Normálová síla-Parabola 4. stupně	46
Obrázek 39 - Normálová síla-Parabola 3. stupně	46
Obrázek 40 - Normálová síla-Parabola 2. stupně	46
Obrázek 41 - Posouvající síly-polygon	47
Obrázek 42 - Posouvající síly-parabola 4. stupně	47
Obrázek 43 - Posouvající síly-parabola 3. stupně	48
Obrázek 44 - Posouvající síly-parabola 2. stupně	48
Obrázek 45 - Deformace-polygon.....	49

Obrázek 46 - Deformace-parabola 4. stupně.....	49
Obrázek 47 - Deformace-parabola 3. stupně.....	49
Obrázek 48 - Deformace-parabola 2. stupně.....	49
Obrázek 49 - Schéma zatížení dopravou podle modelu LM1	51
Obrázek 50- Statické schéma pro výpočet vnitřních sil.....	54
Obrázek 51 - Model mostu v programu SCIA Engineer	54
Obrázek 52 - Obálka ohybových momentů pro kombinace MSÚ	54
Obrázek 53 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ	55
Obrázek 54 - Ohybové momenty-Vlastní tíha (K1)	56
Obrázek 55 - Normálové síly-Vlastní tíha (K1).....	56
Obrázek 56 - Ohybové momenty-Vlastní tíha + Max. teplota (K2).....	56
Obrázek 57 - Normálové síly-Vlastní tíha + Max. teplota (K2)	56
Obrázek 58 - Ohybové momenty-Vlastní tíha + Min. teplota (K2).....	57
Obrázek 59 - Normálové síly-Vlastní tíha + Min. teplota (K2)	57
Obrázek 60 - Ohybové momenty pro návrh výztuže (K6)	58
Obrázek 61 - Normálové síly pro návrh výztuže (K6).....	58
Obrázek 62 - Interakční diagram pro návrh hlavní nosné výztuže oblouku	61
Obrázek 63 - Schéma hlavní nosné výztuže oblouku	62
Obrázek 64 - Vize postupu sklopení oblouku.....	64
Obrázek 65 - Vnitřní síly a reakce před sklápěním (varianta s klouby).....	64
Obrázek 66 - Vnitřní síly a reakce při sklápění (varianta s klouby).....	65
Obrázek 67 - Sklápění oblouku mostu Argentobel [22].....	68
Obrázek 68 -Výstavba oblouku - 1. poloha	69
Obrázek 69 - Výstavba oblouku – 2. poloha	70
Obrázek 70 - Porovnání ohybových momentů se zavěšením a bez zavěšení	70
Obrázek 71 - Schéma postupu výstavby	71
Obrázek 72 - Provizorní kloub v patě oblouku	72
Obrázek 73 - Zajištění provizorního kloubu v 1. poloze	73
Obrázek 74 - Vzpěra pro úpravu polohy konstrukce	73
Obrázek 75 - Oblast kotvení a předpínání závěsů	74
Obrázek 76 - Kotvení závěsů v oblouku	75
Obrázek 77 - Předpínací lana různých průměrů [23]	76
Obrázek 78 - Schéma konstrukce během výstavby	78
Obrázek 79 - Průřez vzpěry v programu SCIA Engineer	80
Obrázek 80 - Průřezy lan v programu SCIA Engineer	81
Obrázek 81 - Model konstrukce ve fázi F21.....	82
Obrázek 82 - Svislé deformace konstrukce ve fázi F30 [mm]	84
Obrázek 83 - Svislé deformace konstrukce ve fázi F34 [mm]	85
Obrázek 84 - Svislé deformace po dokončení mostu [mm].....	85
Obrázek 85 - Vnitřní síly ve fázích F24, F25 a F26, charakteristické hodnoty.....	87
Obrázek 86 - Vzpěrné délky pro známé případy podepření [12].....	89
Obrázek 87 - Průřez-Posudek MSÚ 1	89
Obrázek 88 - Interakční diagram-Posudek MSÚ 1.....	90
Obrázek 89 – Průřez-Posudek MSÚ 2.....	91
Obrázek 90 - Interakční diagram-Posudek MSÚ 2.....	92
Obrázek 91 - Upravený návrh hlavní nosné výztuže.....	93
Obrázek 92 - Průřez-Posudek MSP	94
Obrázek 93 - Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu-Posudek MSP	94
Obrázek 94 - Ohybové momenty-Charakteristická kombinace (KP5)	96
Obrázek 95 - Normálové síly-Charakteristická kombinace (KP5).....	96

Obrázek 96 - Ohybové momenty-Kvazistálá kombinace (KP9)	97
Obrázek 97 - Normálové síly-Kvazistálá kombinace (KP9).....	97
Obrázek 98 - Průřez-Posudek MSP-provoz.....	97
Obrázek 99 – Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu (krátkod. účinky) – MSP-provoz	98
Obrázek 100 - Průběh napětí a pom. přetvoření v průřezu (dlouhod. účinky) – MSP-provoz	99
Obrázek 101 - Průřez-Posudek MSÚ-provoz.....	99
Obrázek 102 - Interakční diagram-Posudek MSÚ-provoz.....	100

Seznam tabulek

Tabulka 1- Porovnání souřadnic Z [m] jednotlivých tvarů střednic	43
Tabulka 2 - Hodnoty součinitelů γ pro jednotlivá zatížení	52
Tabulka 3 - Hodnoty součinitelů ψ pro jednotlivá zatížení	52
Tabulka 4 - Součinitele zatížení pro kombinace podle 6.10 v MSÚ	53
Tabulka 5 - Parametry předpínacích kabelů [24].....	76
Tabulka 6 - Parametry předpínacích lan [24]	77
Tabulka 7 - Fáze postupu výstavby	79
Tabulka 8 - Předpínání a síly v závěsech během výstavby	83
Tabulka 9 - Kombinace pro posouzení MSÚ.....	86
Tabulka 10 - Vnitřní síly pro posouzení MSÚ (montáž)	88
Tabulka 11 – Účinky zatížení-Posudek MSÚ 1.....	89
Tabulka 12 - Štíhlost-Posudek MSÚ 1	90
Tabulka 13 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ 1	90
Tabulka 14 - Konstrukční zásady-Posudek MSÚ 1	90
Tabulka 15 – Účinky zatížení-Posudek MSÚ 2.....	92
Tabulka 16 - Štíhlost-Posudek MSÚ 2	92
Tabulka 17 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ 2	92
Tabulka 18 - Konstrukční zásady-Posudek MSÚ 2.....	92
Tabulka 19 - Vnitřní síly pro posouzení MSP (montáž)	93
Tabulka 20 - Účinky zatížení-Posudek MSP	94
Tabulka 21 - Omezení napětí (beton)-Posudek MSP	94
Tabulka 22 - Omezení napětí (výztuž)-Posudek MSP	94
Tabulka 23 - Omezení šířky trhlin-Posudek MSP.....	94
Tabulka 24 - Mezivýsledky pro výpočet šířky trhlin-Posudek MSP	95
Tabulka 25 - Hodnoty součinitelů ψ_0 a ψ_2 pro jednotlivá zatížení	95
Tabulka 26 - Součinitele zatížení pro charakteristickou kombinaci v MSP	96
Tabulka 27 - Součinitele zatížení pro kvazistálou kombinaci v MSP.....	96
Tabulka 28 - Účinky zatížení-Posudek MSP-provoz.....	98
Tabulka 29 - Omezení napětí (beton, krátkodobé účinky) - Posudek MSP-provoz	98
Tabulka 30 - Omezení napětí (beton, dlouhodobé účinky) - Posudek MSP-provoz	98
Tabulka 31 - Omezení napětí (výztuž, krátkodobé účinky) - Posudek MSP-provoz.....	98
Tabulka 32 - Omezení napětí (výztuž, dlouhodobé účinky) - Posudek MSP-provoz.....	98
Tabulka 33 - Omezení šířky trhlin (krátkod. účinky) - Posudek MSP-provoz.....	99
Tabulka 34 - Omezení šířky trhlin (dlouhod. účinky) - Posudek MSP-provoz.....	99

Tabulka 35 - Účinky zatížení-Posudek MSÚ-provoz.....	100
Tabulka 36 - Štíhlost-Posudek MSÚ-provoz	100
Tabulka 37 - Únosnost N-M-M-Posudek MSÚ-provoz	100

Seznam příloh

Příloha 1 – Půdorys mostu

Příloha 2 – Podélný řez mostu

Příloha 3 – Vzorový příčný řez

Příloha 4 – Schéma postupu výstavby